N° d'ordre : 61

THÈSE

PRÉSENTÉE

A LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

POUR OBTENIR LE TITRE DE

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

(MENTION SCIENCES)

PAR

Remzi DİLEK

INGÉNIEUR DES MINES

DE L'UNIVERSITÉ TECHNIQUE D'ISTANBUL

Étude du problème du drainage d'une monocouche et d'une bicouche par gammamétrie.

---

soutenue le 30 juin 1969, devant la Commission d'Examen :

MM.	H. SCHOELLER, *Professeur*	*Président*
	M. GOTTIS, *Professeur*	*Examinateurs*
	M. CLIN, *Professeur*	
	P. POUCHAN, *Maître Assistant*	
	A. CAZAL, *Assistant*	
	Y. EMSELLEM, *Ingénieur des Mines*	*Invité*

— 1969 —

Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41543509_0002

N° d'ordre : 61

THÈSE

PRÉSENTÉE

A LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

POUR OBTENIR LE TITRE DE

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

(MENTION SCIENCES)

PAR

Remzi DİLEK

INGÉNIEUR DES MINES

DE L'UNIVERSITÉ TECHNIQUE D'ISTANBUL

Étude du problème du drainage d'une monocouche et d'une bicouche par gammamétrie.

---

soutenue le 30 juin 1969, devant la Commission d'Examen :

MM.	H. SCHOELLER, *Professeur*	*Président*
	M. GOTTIS, *Professeur*	*Examinateurs*
	M. CLIN, *Professeur*	
	P. POUCHAN, *Maître Assistant*	
	A. CAZAL, *Assistant*	
	Y. EMSELLEM, *Ingénieur des Mines*	*Invité*

— 1969 —

UNIV.
LEIDEN
BIBL.

UNIVERSITÉ
DE BORDEAUX

FACULTÉ DES SCIENCES

351, COURS DE LA LIBÉRATION - TALENCE (GIRONDE)
TÉL. BORDEAUX (56) 92.92.81

Doyen honoraire : M. BRUS

Doyen : M. CALAS

Professeurs honoraires :

M. KASTLER	Professeur à la Sorbonne
M. PISOT	Professeur à la Sorbonne
Mlle JOSIEN	Professeur à la Sorbonne
M. MILLOUX	
M. DANGEARD	
M. CAU	
M. GENEVOIS	

Professeurs -

M. BRUS	Chimie
M. AVEL	Zoologie et physiologie animale
M. ROUSSET	Physique générale
M. ROGER	Mécanique rationnelle
M. WEILL	Anatomie comparée et embryogénie
M. DUFRESNOY	Mathématiques générales
M. LAFON	Physiologie générale
M. BOUNHIOL	Biologie animale
M. SERVANT	Physique
M. CALAS	Chimie organique
M. GAY	Cristallographie et minéralogie
M. PACAULT	Chimie physique
M. SCHOELLER	Géologie
M. DAVID	Physiologie végétale
M. COLMEZ	Méthodes mathématiques de la physique
M. CAMBAR	Biologie animale
M. VIGNEAUX	Géologie
M. PANOUSE	Zoologie (détaché à la Faculté des Sciences du Maroc)
M. ARZELIES	Physique (détaché à la Faculté des Sciences du Maroc)
M. RIBEREAU-GAYON	Oenologie et chimie agricole
M. RISS	Mathématiques
M. GUIZONNIER	Physique
M. HAGET	Zoologie expérimentale
M. SEMIROT	Astronomie
M. CHASTEL	Physique nucléaire
M. HAGENMULLER	Chimie minérale
M. CREAC'H	Biologie animale
M. LOUDETTE	Mécanique physique

M. PATY	Chimie
M. BORDES	Préhistoire
M. SECHET	Botanique
M. BAGANAS	Mathématiques
M. VALENTIN	Radioélectricité
M. ENNOUCHI	Géologie
M. EYME	Botanique
M. RUAMPS	Physique électronique
M. FRAINNET	Chimie organique
M. HOARAU	Chimie physique
M. MARCHAND	Chimie
M. LALANDE	Chimie appliquée
M. GOTTIS	Géologie dynamique
M. LEMANCEAU	Chimie
M. CARDO	Psychophysiologie
M. ROCH	Physique
M. BELLON	Chimie (détaché à la Faculté des Sciences du Maroc)
M. CLASTRE	Cristallographie physique
M. JOUSSOT-DUBIEN	Chimie
M. VALADE	Chimie organique
M. SURDIN	Automatique
M. LABOUESSE	Biochimie
M. BLONDEL	Mathématiques
M. SOURISSEAU	Chimie
Mlle FAURE-MURET	Géologie (détachée à la Faculté des Sciences du Maroc)
M. CLIN	Géologie
M. LOCHET	Physique
M. VINDT	Biologie végétale
M. REGNIER	Mathématiques
Mlle LAFFITTE	Physique
M. DESTRIAU	Chimie
M. PETIT	Physique corpusculaire
M. BARAUD	Chimie biologique
M. EMBERGER	Géologie
M. BOTHOREL	Chimie
M. CHARRU	Physique
M. SIMONOFF	Chimie physique
M. LASCOMBE	Chimie
M. RIMPAULT	Physique théorique
M. BARETS	Biologie animale
M. PINEAU	Chimie
M. LEVEQUE	Géologie approfondie
M. BOUSSEAU	Physique
M. MENNRATH	Physique
M. ANDRE	Biologie générale
M. BOUAS-LAURENT	Chimie organique
M. MARTINET	Calcul infinitésimal
M. N.	Informatique

Maître de conférences honoraire -

M. DE PUYMALY

Maîtres de conférences -

M. RIBEREAU-GAYON Pascal	Chimie oenologie
Mlle DUTRIEU	Physiologie animale
Mme PETIT	Physique
M. BERNET	Génétique
M. FRESNEL	Mathématiques
M. MOYES	Géologie
M. LUTZ	Botanique
M. MOULINES	Chimie
M. MENDES-FRANCE	Mathématiques
M. POUCHARD	Chimie minérale
M. SARDOS	Physique
M. DUMERY	Mécanique
M. GARNIER	Biophysique
M. LESCA	Mathématiques
M. ARTOLA	Mathématiques
M. DRESS	Mathématiques
M. BOUARD	Biologie végétale
M. DE MAHTAN	Mathématiques
M. NABGRALL	Physique théorique
M. NMINNAERT	Physique théorique

Conseiller Administratif -

M. LLORENS

A mes Chers Parents,

AVANT - PROPOS

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

Le travail que nous présentons a été effectué dans le cadre du centre de troisième cycle d'hydrogéologie de la Faculté des Sciences de Bordeaux.

Nous profitons de cette occasion pour adresser nos sincères remerciements à Monsieur le Professeur SCHŒLLER dont l'enseignement et les conseils nous ont été précieux lors de l'accomplissement de ces travaux.

Nous remercions également, Messieurs les Professeurs GOTTIS et CLIN respectivement Directeurs du laboratoire de géologie dynamique et du laboratoire de géologie structurale ; Monsieur POUCHAN, maître-assistant et Monsieur CAZAL, assistant au laboratoire d'hydrogéologie qui nous font l'honneur de siéger à notre jury.

Que Monsieur ENSELLEM, Ingénieur des Mines, trouve ici l'expression de notre très vive gratitude pour l'intérêt qu'il a bien voulu prendre à ce travail, pour les précieux conseils qu'il nous a prodigués et pour avoir bien voulu faire partie de notre jury.

Que Monsieur PRATVIEL, maître-assistant, Messieurs LEGIGAN, VOUVE, Monsieur et Madame MOUSSIE, assistants, Monsieur Marc SCHŒLLER, chargé de recherches au C.N.R.S., Monsieur VIGUIER, assistant, soient assurés de notre reconnaissance pour leur gentillesse à notre égard.

Nous tenons aussi à remercier le personnel du laboratoire de calcul numérique de la Faculté des Sciences, et notamment Monsieur MICHEL, Ingénieur au C.N.R.S., ainsi que Messieurs COUCHOT, CASENAVE, SICARD, EL HAGGAZ et GUESSAB pour l'aide qu'ils nous ont apportée.

Que le personnel technique du laboratoire, Mesdemoiselles FERMOND et SIMON, Messieurs LAMOTTE et CANTEGRIT sans qui la réalisation de ce travail, eut été impossible, trouvent ici l'expression de notre gratitude.

Nous tenons à souligner que ce travail a été rendu agréable par l'ambiance amicale qui nous a entouré au laboratoire d'hydrogéologie. Que tous en soient remerciés.

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

TABLE DES MATIERES

-:-:-:-:-:-

Pages

INTRODUCTION..... 1

- Chapitre I - LES TRAVAUX PRECEDENTS..... 4

- Chapitre II - EQUATION AUX DERIVEES PARTIELLES GENERALES DE DIFFUSION DE L'ECOULEMENT EN MILIEU POREUX NON SATURE..... 18

a) L'équation de continuité..... 18

b) L'équation générale de la loi de Darcy 19

c) L'équation du potentiel total..... 19

d) L'équation de Darcy pour les écoulements dans un milieu poreux non saturé.... 20

e) L'équation générale de l'écoulement 21

f) L'écoulement horizontal..... 22

g) L'écoulement vertical..... 23

Ecoulement vertical à travers un profil stratifié.... 28

Pages

- Chapitre III - PRINCIPE DE LA MESURE DES TENEURS EN EAU PAR ABSORPTION DES RAYONS GAMMA 29

Equipement de mesure. -

a) La source..... 32

b) Détecteur..... 33

c) Ensemble de comptage..... 33

- Chapitre IV - EXPERIENCES..... 35

Expériences sur la colonne à une couche (sable)..... 35

Expériences sur la colonne à deux couches superposées. 40

- Chapitre V - RESULTATS DES EXPERIENCES..... 48

Colonne à une couche..... 48

Colonne à deux couches..... 59

CONCLUSION GENERALE..... 62

ANNEXES.

BIBLIOGRAPHIE.

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

INTRODUCTION

-:-:-

L'étude des écoulements en milieux poreux non saturés fait depuis quelques années l'objet de nombreux travaux. En effet, ce problème intéresse de nombreux chercheurs dans des branches différentes : hydrauliciens, chimistes (échange des ions, etc...), agronomes, (calcul des eaux disponibles pour les plantes), mécaniciens du sol, pétroliers (migration du pétrôle, mouvements mono-phasiques et poly-phasiques), hydrogéologues (calcul des réserves des nappes, calcul de l'évapotranspiration, etc...).

Depuis DARCY (1856) on a travaillé parallèlement sur le problème des écoulements permanents en milieux saturés et en milieux non saturés. Alors que le problème en milieux saturés était facilement résolu, pour les milieux non saturés des difficultés techniques (détermination de l'évolution de la teneur en eau, et de la valeur du potentiel capillaire en tous points de la colonne en fonction du temps) non résolues à l'époque ont retardé la solution expérimentale de ce problème. On a seulement mis au point un certain nombre de relations empiriques. De plus, les expériences étaient faites le plus souvent sur des milieux homogènes, les difficultés augmentant encore pour les milieux hétérogènes.

La mise au point de la mesure de l'absorption des rayons gamma (Cs^{137} et Am^{241}) pour la mesure de la teneur en eau a facilité l'étude de ce problème. Ce qui permettra ultérieurement de trouver la solution. De nombreux travaux ont été faits alors par des chercheurs des différentes branches intéressées.

Certains de ces chercheurs ont d'abord essayé de démontrer la validité de la loi de Darcy pour les milieux poreux non saturés. Cela a permis de trouver une relation entre la diffusion, la conductivité hydraulique, le potentiel capillaire, la teneur en eau, etc...

Les résultats de ces travaux ont amené les chercheurs à mesurer :

- L'évolution de la teneur en eau en fonction du temps en tout point de la colonne.

- L'évolution du potentiel total en fonction du temps en tout point de la colonne.

L'évolution de la teneur en eau est actuellement facilement mesurée par gammamétrie et donne des résultats satisfaisants. Malheureusement, les mesures de l'évolution du potentiel total faite à l'aide de tensiomètres ne donne pas à l'heure actuelle de très bons résultats. Mais on essaye de perfectionner ces mesures et cela nous laisse espérer de bonsrésultats pour l'avenir.

Dans tous ces travaux, on a négligé plusieurs phénomènes qui se produisent dans la nature, mais dont la prise en considération aurait compliqué la formulation du problème : bulles d'air piégées, écoulement non isotherme, phénomènes chimiques et bactériologiques, etc...

Notre étude a porté sur le problème du drainage dans un milieu homogène (monocouche) et un milieu hétérogène (bicouche).

Nous présentons dans la première partie les résultats obtenus au cours de ces dernières années.

Puis nous avons présenté l'équation générale de l'écoulement en milieux non saturés.

Le troisième chapitre donne la description de la méthode de mesure et la présentation des appareils utilisés.

La fin de notre travail est consacré à l'explication des expériences et à l'exposé des résultats obtenus.

Nous avons employé pour nos calculs numériques un ordinateur I B M 360-44 avec langage FORTRAN.

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

- Chapitre I -

LES TRAVAUX PRECEDENTS

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

Les premières études faites sur l'écoulement en milieu non saturé furent à notre connaissance celles de l'américain BUCKINGHAM (1904) qui avaient pour objet "Le potentiel capillaire" et "La conductivité capillaire".

Les travaux suivants, aboutirent à plusieurs formules empiriques qui permettent de calculer soit la perméabilité, soit l'infiltration cumulée, soit le taux d'infiltration. Bien qu'elles donnent parfois des résultats assez satisfaisants, leur application est délicate car elles contiennent plusieurs paramètres qui dépendent du milieu et des liquides utilisés.

GARDNER et RICHARDS tinrent compte ultérieurement de la diffusion, mais ils la considèrèrent comme constante.

Longtemps après, CHILDS et G. COLLIS (1948) montrèrent que la diffusion était variable et ils ont calculé sa variation par rapport à la teneur en eau.

Les travaux actuels utilisent de plus la loi de Darcy et l'équation de continuité.

Parmi les formules suivantes, certaines sont empiriques et d'autres exactes.

- KOSTIAKOV (1931) prit la formule :

$$i = k\, t^{\alpha} \qquad (1.1)$$

où i est l'infiltration cumulative

k et α des constantes,

t le temps d'infiltration.

- KIRKHAM (1949) proposa une formule pour calculer l'écoulement horizontal :

$$i = A\, t^{1/2} + a$$

où i est l'infiltration cumulée,

A et a des constantes,

t le temps d'infiltration.

- HORTON (1940) utilisa :

$$v_0 = v_f + (v_i - v_f) \exp(-\beta t) \qquad (1.3)$$

où v_0 représente le taux d'infiltration

v_7 et v_i les taux d'infiltration finale et initiale,

t le temps d'infiltration.

β est une constante.

L'intégration de la formule (1.3) permet de calculer l'infiltration cumulée.

$$i = v_f t + \frac{1}{\beta} (v_i - v_f)(1 - e^{-\beta t}) \qquad (1.4)$$

PHILIP proposa la formule :

$$t = Y\left[i - Z \log (1 + i/Z)\right] \qquad (1.5)$$

où, Z et Y sont constants.

Le même auteur donna une autre formule (1956) applicable en hydrologie. Cette équation est :

$$i = s\, t^{1/2} + A\, t \qquad (1.6)$$

où, s et A sont constants.

A.T. COREY (1963) et ses collègues R.H. GROOKS (1964, R. SCHLEUSENER (1959) et V.H. SCOTT (1961) ont proposé la formule suivante :

$$k_r = (P_b / P_c)^n \quad \text{pour } P_c \geqslant P_b \qquad (1.7)$$

où, k_r est la valeur de la perméabilité relative (c'est le quotient de la valeur de la perméabilité à une saturation donnée par la valeur de la perméabilité à saturation complète pour un même milieu).

P_c la pression capillaire,

P_b et n sont des paramètres qui dépendent du liquide et du milieu.

GARDNER (1958) a utilisé la formule suivante :

$$k = \frac{a}{P_c^{r} + b'} \qquad (1.8)$$

où k est la valeur du coefficient de perméabilité.

r , a, b' sont les paramètres caractéristiques du milieu et du liquide de ce milieu.

P_c la pression capillaire.

J. RUBIN, R. STEINHARDT et P. REINGER (1964) ont proposé la formule :

$$P_c = C_1 + \frac{C_2}{\theta} + C_3\, e^{C_4 \theta} + e^{C_5 \theta + C_6} \qquad (1.9)$$

Où, P_c est la pression capillaire,

θ la teneur en eau,

C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6 des paramètres caractéristiques du milieu et du liquide.

CHILD (1938) a donné une équation théorique de la diffusion pour l'écoulement horizontal :

$$\partial C / \partial t = (K/\sigma) \partial^2 C / \partial x^2 \qquad (1.10)$$

Où, σ représente la masse du liquide

K le coefficient de la diffusion

C la teneur en eau

x l'axe horizontal.

La solution de cette équation (1.10) est donnée par OSTASHEV

$$C - C_i = (Ca - C_i) \left[1 - \frac{2}{\pi} \int_0^{\frac{x}{2}\sqrt{(x/\sigma)t}} e^{-\beta^2} d\beta \right] \qquad (1.11)$$

Où C_i est la teneur en eau initiale

C_a la teneur en eau saturé (pour $t = 0$, $x = 0$)

β la variable d'intégration.

L.G. KING (1965) a proposé la formule suivante pour calculer le coefficient de perméabilité relative :

$$k_r = \sigma \left[\frac{\text{Cosh} \ (P_c/P_2)^n - 1}{\text{Cosh} \ (P_c/P_2)^n + 1} \right] \qquad (1.12)$$

Où n, P_2 et σ sont des paramètres caractéristiques du milieu et du liquide. Ils sont tels que $n < 0$ $P_2 > 0$ $0 < \sigma < 1$

Le même auteur a donné une autre formule qui ressemble à la formule (1.120 pour calculer le degré de saturation en fonction de la pression capillaire. Cette formule est la suivante :

$$S = \sigma \left[\frac{\text{Cosh} \ (P_c/P_o)^{\beta} + \varepsilon - \gamma}{\text{Cosh} \ (P_c/P_o)^{\beta} + \varepsilon + \gamma} \right] \qquad (1.13)$$

Où, S est la saturation,

P_o, β, σ et sont les paramètres caractéristiques du milieu et du liquide.

Si on donne à P_c les valeurs 0 et ∞, on peut voir facilement que (S) varie entre deux limites :

$$\sigma > S > \sigma(\text{Cosh } \varepsilon - \gamma)/(\text{Cosh } \varepsilon + \gamma)$$

La résolution de l'équation (1.13) nous donne une autre formule qui sert à calculer la valeur de P_c en fonction de S.

$$P_c = P_o \left[\text{Ln} \left[\left(\frac{\sigma + S}{\sigma - S} \right) + \sqrt{\gamma \left(\frac{\sigma + S}{\sigma - S} \right)^2 - 1} \right] - \varepsilon \right]^{1/\beta} \qquad (1.14)$$

L. G. KING a proposé une formule pour calculer la valeur de la diffusion à l'aide des formules (1.12 ; 1.13 ; 1.14).

$$D(S) = - \frac{K_r \cdot K_S}{\mu \delta \left(\frac{dS}{dP_c} \right)} \qquad (1.15)$$

Où, K_s représente le coefficient de perméabilité à la saturation L^2.

μ, la viscosité du fluide et δ la porosité du milieu.

La valeur de dS / dP_c est calculée en différenciant la formule (1.13).

$$\frac{dS}{dP_c} = \frac{(2\beta \cdot \gamma \cdot \sigma / P_o)(P_c/P_o)^{\beta-1} \text{Sinh}((P_c/P_o)^{\beta} + \varepsilon)}{\left[\text{Cosh}((P_c/P_o)^{\beta} + \varepsilon) + \gamma \right]^2} \qquad (1.16)$$

L'auteur a appliqué ces formules aux milieux sableux fins et argileux et a trouvé des résultats très satisfaisants.

J. CRANK (1956) a proposé une formule pour calculer la valeur de l'infiltration cumulative :

$$i = 2 (\theta_s - \theta_o) \sqrt{D t / \pi} \qquad (1.17)$$

Où i représente l'infiltration cumulative,

θ_o et θ_s la teneur en eau initiale et à la saturation.

t le temps d'infiltration

$\overline{D}$, la valeur de "diffusion chargée" qui est donnée par la formule suivante :

$$\overline{D} = \frac{5}{3\,(\theta_s - \theta_o)^{5/3}} \int (\theta - \theta_o)^{2/3} D(\theta).d\theta \qquad (1.18)$$

Où $D(\theta)$ représente la diffusion.

D. SWARTZENDRUBER (1963) a étudié l'écoulement horizontal dans un milieu non saturé non seulement quand il obéit à la loi de Darcy mais même quand il n'y obéit pas.

Partant de la loi de Darcy, il l'a écrite d'une autre façon

$$v = D.\ w \qquad (1.19)$$

Où v est la vitesse,

D, la diffusion ($D = \frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial \theta}$; $\bar{\Phi}$ est la succion)

w, gradient de la teneur en eau $(\partial\theta/\partial x)$

Après quoi, il donna une autre formule différente de celle de Darcy :

$$v = B\left[i - j\,(1 - \bar{e}^{Ci})\right] \qquad (1.20)$$

Où B, C, j sont des termes constants positifs. Pour un écoulement non saturé, ils sont fonction de la teneur en eau (θ).

i est le gradient de potentiel total $(i = \partial\bar{\Phi}/\partial x$, $\bar{\Phi}$ est le potentiel total.

v, la vitesse de l'écoulement

Avec les définitions suivantes :

$$\beta = -B\frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial \theta} = \beta(\theta)$$

$$\alpha = -J/(\partial\bar{\Phi}/\partial\theta) = \alpha(\theta)$$

$$\gamma = -C(\partial\bar{\Phi}/\partial\theta) = \gamma(\theta)$$

En remplçant i, β , α , γ , et w par leur valeur la formule 1.20 s'écrit :

$$v = \beta\left[w - \alpha\,(1 - e^{-\gamma w})\right] \qquad (1.21)$$

La formule (1.21) n'a pas la même forme que celle de Darcy. Cependant, comme la loi de Darcy, elle donne une relation entre la vitesse et le gradient hydraulique. Si α ou bien α et γ ensemble sont nuls en ce cas là la formule (1.21) se réduit à la formule (1.19).

DAN ZASLAVSKY (1963), à partir de la loi de Darcy et de l'équation de continuité a trouvé deux équations différentielles pour l'écoulement saturé et non saturé.

Pour les écoulements non saturés :

$$div\ K\ grad\ \Phi = \frac{\partial c}{\partial t} - c' \frac{\partial n}{\partial t} - q_s\ grad\ c \qquad (1.22)$$

Pour les écoulement saturés :

$$div\ K\ grad.\ \Phi = \frac{1}{1+e} \frac{\partial c}{\partial t} + q_s\ grad\ Ln\ (1+e) \qquad (1.23)$$

Où K représente la conductivité hydraulique (c'est un scalaire pour un milieu isotrope et un tenseur symétrique de deuxième degré pour un milieu non isotrope ($L\ T^{-1}$)

Φ , le potentiel total (L)

n , la porosité du milieu ($L^3\ L^{-3}$)

q_s, le volume de matière qui a une teneur en eau c (L^3)

$c' = \frac{c}{1-n}$ (volume d'eau/volume solide) ($L^3\ L^{-3}$)

e, l'indice des vides (le quotient entre le volume des vides et le volume du sol (L^3. L^{-3})

TERZAGHI (1925) a donné une formule applicable au drainage vertical d'un sol saturé,

$$K \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial c}{\partial t} \qquad (1.24)$$

Les termes ont la même signification que dans les équations différentielles précédentes.

Il est intéressant de comparer le premier terme de l'équation (1.23) avec la formule de TERZAGHI.

PHILIP (1957) dans une série d'articles sur la théorie de l'infiltration, a fait une analyse des problèmes de dessaturation et a donné la résolution numérique exacte de l'équation différentielle donnée par KLUTE (1952) pour les écoulements horizontaux et une résolution approchée pour les écoulements verticaux.

L'équation différentielle pour l'écoulement horizontal est :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D\frac{\partial \theta}{\partial x}\right) \qquad (1.25)$$

Où θ est la teneur en eau ($L^3 . L^{-3}$)

t est le temps d'infiltration (T^1)

D la diffusion ($L^2 . T^{-1}$)

En appliquant la transformation de BOLTZMANN ($\lambda = x.t^{-1/2}$), avec les conditions aux limites suivantes :

pour $t = 0$ et $x > 0$ $\quad \theta = \theta_n$

pour $x = 0$ et $t > 0$ $\quad \theta = \theta_o$

L'équation (1.25) devient :

$$\int_{\theta_o}^{\theta_n} \lambda . d\theta = -2D\frac{d\theta}{d\lambda} \qquad (1.26)$$

Où θ_o est la teneur en eau à la saturation,

θ_n la teneur en eau initiale

pour $\theta \neq \theta_o$ $\quad \lambda = 0$ et,

pour $\theta = \theta_n$ $\quad \lambda \rightarrow \infty$

L' équation (1.26) est une équation différentielle ordinaire. La solution de cette équation donne le résultat suivant :

$$i = s\, t^{1/2}$$

Où i est l'infiltration cumulée (L)

s, sorptivité ($L. T^{-1/2}$)

Pour l'écoulement vertical, l'équation différentielle est :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D\frac{\partial \theta}{\partial z}\right) \pm \frac{\partial K}{\partial z} \qquad (1.27)$$

(le signe + exprime le cas de drainage et le - le cas d'humidification)

Avec les conditions aux limites suivantes :

pour $t = 0$ et $z > 0$ $\quad \theta = \theta_n$

pour $z = 0$ et $t > 0$ $\quad \theta = \theta_o$

La solution exacte de cette équation est très difficile à cause du terme $\partial K/\partial z$. Mais PHILIP a proposé une résolution approchée de la forme suivante :

$$z = \alpha t^{1/2} + \beta t + \gamma t^{3/2} + \ldots\ldots\ldots + f_m(\theta) t^{m/2} \qquad (1.28)$$

Où α , β , γ , ... , $f_m(\theta)$ sont fonction de la teneur en eau (θ) . A partir de l'équation (1.28), la formule d'infiltration cumulée est donnée,

$$i = t^{1/2} \int \alpha(\theta) d\theta + t(K_n + \int \beta(\theta) d\theta + t^{3/2} \int \gamma(\theta) d\theta + \ldots + t^{m/2} \int f(\theta) d\theta \qquad (1.29)$$

Où K_n représente la valeur de la conductivité hydraulique pour $\theta = \theta_n$

D'après PHILIP, dans les équations différentielles pour les écoulements, horizontaux et verticaux, on peut écrire à la place du terme D, l'expression suivante (en considérant le mouvement polyphasique).

$$D = D_{liq.} + D_{vap} + D_{ads} \qquad (1.30)$$

Où, D_{liq} , D_{vap} et D_{ads} sont respectivement les valeurs de la diffusion des phases, liquide, vapeur et adsorbée.

D_{vap} et D_{ads} sont données par les expressions ci-après :

$$D_{vap} = \frac{\rho_o \cdot g}{\rho_w \cdot R \cdot T} \quad (p - \theta) \; D_{atm} \, e^{\bar{\Phi} g/RT} \cdot \partial \bar{\sigma}/\partial \theta \qquad (1.31)$$

$$D_{ads} = \frac{A \cdot \beta \cdot \sigma \cdot \sigma' \cdot c}{16 q} \cdot \frac{\partial q}{\partial \theta} \qquad (1.32)$$

Où ρ_o est la densité de vapeur saturée

ρ la densité de liquide (l'eau)

g, l'accélération de la pesanteur.

R, la constante desgaz parfaits,

T, la température absolue,

α, "la tortuosité" de la vapeur

$\mathcal{P}$, la porosité,

D_{atm}, la diffusion de la vapeur dans l'air,

A, la surface unitaire du milieu (cm^2 / cm^3)

β , la tortuosité de surface,

σ , le diamètre de la molécule adsorbée,

σ' , l'épaisseur de la mono-couche,

c, la vitesse moyenne moléculaire,

q, la densité d'adsorption dans la mono-couche

θ , la teneur en eau.

Dans la résolution numérique des équations (1.25) et 1.27) PHILIP a négligé les influences de D_{vap} et D_{ads}. C'est-à-dire qu'il a considéré un mouvement monophasique.

SWARTZENDRUBER (1966) a résolu l'équation différentielle générale des écoulements horizontaux par séparation de la variable. Il a obtenu le même résultat que PHILIP.

R. SINGH et U. B. FRANZINI (1967) à partir de l'équation générale de l'écoulement non saturé, ont donné la même équation en coordonnées polaires.

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(Dr\frac{\partial\theta}{\partial r}\right) + \frac{\partial}{r^2\partial\Phi}\left(D\frac{\partial\theta}{\partial\Phi}\right) + \left(\text{Sin}\Phi\frac{\partial K}{\partial r} + \frac{1}{r}\text{Cos}\Phi\frac{\partial K}{\partial\Phi}\right) \quad (1.33)$$

avec les conditions aux limites :

pour $r = r_o$ et $t > 0$ $\quad \theta = \theta_{sat.}$ (teneur en eau à la saturation)

pour $r = \infty$ et $t > 0$ $\quad \theta = \theta_n$ (teneur en eau initiale)

Si on néglige l'influence de la gravité en ce cas là, la solution de l'équation (1.33) devient indépendante de Φ . Et on peut écrire :

$$D\frac{\partial^2\theta}{\partial r^2} + \frac{D}{r} + \frac{\partial D}{\partial r}\frac{\partial\theta}{\partial r} = \frac{\partial\theta}{\partial t} \quad (1.34)$$

Ils ont appliqué la transformation analogue à celle de BOLTZMANN :

$$n = r\,(2t)^{-1/2} \quad , \quad \lambda(n) = \theta\ (r, t)$$

Et ils ont obtenu l'équation différentielle suivante :

$$D\lambda'' + (D/n)\,\lambda' + D'\,\lambda'^{2} + n\lambda' = 0 \qquad (1.35)$$

Où $\lambda'' = \dfrac{\partial^2 \lambda}{\partial n^2}$; $\lambda' = \dfrac{\partial \lambda}{\partial n}$; $D' = \dfrac{dD}{d\theta}$

Avec pour nouvelles conditions aux limites :

$n = n_o = r_o / (2t_o)^{1/2}$ $\quad \lambda(n_o) = \theta_{sat}$ pour $t > 0$

$n = \infty$ $\quad \lambda(\infty) = \theta_n$ " t 0

En arrangeant l'équation (1.35) on peut écrire :

$$n\,D\lambda' = -\int_{n_o}^{n} n^2\,\lambda' \qquad (1.36)$$

L'équation (1.36) ressemble à l'équation donnée par PHILIP, après avoir appliqué, la transformation de BOLTZMANN.

D'un autre côté, les auteurs acceptent la validité de la relation suivante qui est donnée par OHMSTEDE, MODRE (1939) et SCOTT (1962)

$$D = \alpha c^{\beta\theta} \qquad (1.37)$$

Après les changements de variable suivants :

$$g = n/\sqrt{\alpha} \quad ; \quad h = e^{\beta\lambda} \quad ; \quad \lambda = \beta^{-1}\ \mathrm{Ln}\ h$$

Ils ont obtenu l'équation différentielle :

$$h'' = -h'\,(1/g + g/h) \qquad (1.38)$$

avec pour nouvelles conditions aux limites :

$g = g_o = r_o\ (2\ \alpha\ t_o)^{-1/2}$ $\quad h = e^{\beta\ \theta_{sat}}$

$g = \infty$ $\quad h = e^{\beta\ \theta_n}$

L'équation (1.38) est une équation différentielle ordinaire non linéaire et on peut résoudre cette équation analytiquement à l'aide d'une méthode numérique qui est développée par RUNGE et KUTTA.

S. IRMAY (1964) a modifié la formule de KOZENY pour calculer la conductivité hydraulique en fonction de selon la relation. :

$$K(\theta) = K_o\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_o - \theta_r}\right)^n \qquad (1.39)$$

Où K_o représente la conductivité hydraulique à la saturation,

θ_o , la teneur en eau à la saturation,

θ_r , la teneur en eau résiduelle,

n , un exposant à déterminer (pour les milieux poreux sableux n = 3 d'après IRMAY), n = 3,5 d'après BORELI-WACHAUD et $4 < n < 5$ d'après R. SINE et J.B. FRANZINI.

Le même auteur, en 1966, a donné la solution de l'équation différentielle partielle de l'écoulement, en milieu non saturé, à l'aide des fonctions auxiliaires.

Il a étudié le problème des écoulement horizontaux, verticaux et radiaux à une et deux dimensions en milieu non saturé, etc...

H. KOBATASHI (1966) a donné une solution numérique de l'équation générale avec ou sans le terme gravité.

F.D. WHISLER et K.K. WATSON (1968), après une analyse théorique du problème de l'écoulement vertical en milieu non saturé, ont comparé les résultats qui avaient été obtenus avant eux.

F.D. WHISLER et A. KLUTE (1965) ont étudié les problèmes d'infiltration sur une colonne de sol vertical à l'aide de la méthode des différences finies.

LIAKOPOULOS (1966), après une étude théorique du problème du milieu non saturé, a cherché une solution approximative par la méthode des différences finies. Pour un réseau de (n) points il a obtenu n équations dont deux contiennent les conditions initiales et aux limites. Il a résolu le système de ces équations à l'aide d'une inversion de sa matrice, en utilisant un calculateur digital (IBM 704) et il a exprimé en plus l'erreur qu'il a faite dans la solution numérique.

Les résultats trouvés sont comparés avec ceux obtenus expérimentalement à l'aide d'un tensiomètre. Il a constaté qu'il y avait une concordance suffisante entre les valeurs théoriques et expérimentales.

D.I. NORUM (1966) a étudié les effets, sur le drainage d'un milieu poreux, des variations de la pression atmosphérique et des bulles d'air piégées dans les pores de ce milieu.

Il a modifié dans ces conditions, l'équation différentielle générale de l'écoulement, de la façon suivante :

$$\frac{\partial p}{\partial t}\left(\frac{p'_o}{p}\right)\left(v_o + \frac{\alpha\ Wo\ gRT}{M\ p_s}\right) = \nabla\ K\nabla\left(\frac{p}{g_o} + Z\right)$$

$$\text{pour } p > (p_a - \rho g \bar{\delta}_e) \qquad (1.40)$$

et,

$$\frac{\partial p}{\partial t}\left[\frac{gRT\ ms\ (\theta - W_1)}{Mp^2\ (\theta_s - W_1)} - \frac{1}{\rho g}\frac{d\theta}{d\bar{\delta}}\left(1 - \frac{g\,R\,T\,m_s}{M\,p\,(\theta_s - w_1)}\right)\right] +$$

$$\frac{1}{\rho g}\cdot\frac{d\theta}{d\bar{\delta}}\frac{d\,p_a}{d\,t}\left(1 - \frac{g\,R\,T\,m_s}{M\,p\,(\theta_s - W_1)}\right) =$$

$$\nabla K\nabla\left(\frac{p}{\rho\ g} + Z\right) \quad \text{pour } p \quad (p_a - \rho g) \qquad (1.41)$$

Où p représente la pression absolue de l'humidité du sol.

t, le temps d'infiltration,

K, la conductivité capillaire,

g, la constante gravitationnelle (l'accélération de la pesanteur)

Z, la hauteur verticale

θ, la teneur en eau volumétrique,

R, la constante des gaz parfaits

T, la température absolue

M, la densité moléculaire de l'air

m, la masse d'air emprisonnée par le volume unitaire du milieu poreux.

P_a, la pression atmosphérique

P, la densité de l'eau,

$\Im$, le potentiel capillaire,

$\Im_e$, le potentiel de l'air emprisonné,

α, le coefficient d'adsorption

P_s , la pression normale,

θ_s, la teneur en eau résiduelle

l'indice (o) signifie les conditions initiales.

ELRICK (1969) étudié depuis quelques années le problème de l'écoulement en milieu non saturé à l'aide des traceurs.

VACHAUD (1968) a fait de nombreux travaux sur l'écoulement en milieu non saturé. Après avoir critiqué, le danger d'une solution numérique avec les conditions initialeset finales, il a donné une illustration graphique du même problème.

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

- Chapitre II -

EQUATION AUX DERIVEES PARTIELLES GENERALES DE DIFFUSION DE L'ECOULEMENT EN MILIEU POREUX NON SATURE

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

L'équation différentielle générale de diffusion de l'écoulement en milieu poreux non saturé est obtenue à l'aide de l'équation de continuité et de l'équation de Darcy.

A) L'EQUATION DE CONTINUITE. -

Elle s'exprime d'une façon générale par :

$$\frac{\partial(\rho\theta)}{\partial t} = -\left[\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z}\right] \qquad (2.1)$$

Où , θ représente la teneur en eau $(L^3.L^{-3})$

ρ, la masse volumique (ML^{-3})

u, v et w sont respectivement les composantes de la vitesse de la loi de Darcy sur les axes cartésiens x, y, z.

Dans des conditionsisothermiques la masse volumique (ρ) ne varie pas avec le temps. En ce cas, nous pouvons la considérer comme

une constante et l'équation (2.1) s'écrit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}\right] \qquad (2.2)$$

Ou bien plus simplement :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\ \text{div}\ V$$

B) L'EQUATION GENERALE DE LA LOI DE DARCY. -

Elle est donnée pour un milieu saturé, par l'équation suivante :

$$V = -K\ \text{grad}\ \Phi \qquad (2.3)$$

Où, V représente la vitesse (ou bien plus généralement le flux ou bien le débit unitaire" de l'écoulement ($L\ T^{-1}$),

K, la conductivité hydraulique (perméabilité (LT^{-1}))

Φ , le potentiel total (L)

C) L'EQUATION DU POTENTIEL TOTAL. -

Le potentiel total (Φ) est donné par l'expression suivante :

$$\Phi = \frac{P}{\rho g} + Z + \frac{v^2}{2g} \qquad (2.5)$$

Où P est le potentiel de la pression en un point de hauteur (Z)

v, la vitesse du liquide

ρ , la masse volumique du liquide

g, l'accélération de la pesanteur

La valeur de la vitesse étant très petite devant les autres termes, son carré est négligeable (pour les écoulementspermanents). Donc l'équation (2.5) s'écrit :

$$\Phi = \frac{P}{\rho g} + Z \qquad (2.6)$$

Le premier terme de l'équation (2.6) ($P/\rho g$) est exprimé en hauteur d'eau H, donc nous pouvons écrire :

$$\Phi = H + z \qquad (2.7)$$

D) L'EQUATION DE DARCY POUR LES ECOULEMENTS DANS UN MILIEU POREUX NON SATURE. -

Dans l'équation (2.7) le terme (H), pour un milieu non saturé, représente le potentiel de la pression capillaire. En portant la valeur de de l'équation (2.7) dans l'équation (2.4) nous pouvons écrire :

$$V = - K \text{ grad } (H + Z) \qquad (2.8)$$

Pour un écoulement vertical, l'équation (2.8) est exprimée par :

$$V = - K \left(\frac{\partial H}{\partial Z} + 1 \right) \qquad (2.9)$$

Par définition, la diffusion est $D = K \frac{\partial H}{\partial \theta}$. En introduisant ce terme dans l'équation (2.9) celle-ci devient :

$$V = - K - D \frac{\partial \theta}{\partial Z} \qquad (2.10)$$

Pour un écoulement horizontal nous pouvons écrire l'équation

$$V + = - K \frac{\partial H}{\partial Z} \qquad (2.11)$$

Ou bien en considérant le terme de diffusion, nous pouvons écrire :

$$V = - D \frac{\partial \theta}{\partial Z} \qquad (2.12)$$

Pour un écoulement quelconque, nous pouvons écrire la loi de Darcy sous la forme :

$$V = - K \left(\frac{\partial H}{\partial Z} + \cos \alpha \right) \qquad (2.13)$$

Où α est l'angle que fait la direction d'écoulement avec l'axe vertical.

Pour un écoulement vertical $\alpha = 0$ et $\cos \alpha = 1$ nous avons l'équation (2.9) et pour un écoulement horizontal où $\alpha = 90°$ et $\cos \alpha = 0$ l'équation (2.11)

Les équations (2.10) et (2.12) sont les lois de Darcy exprimées en tenant compte de la diffusion en milieu non saturé.

Pour les milieux non saturés la conductivité hydraulique est fonction de la teneur en eau, donc nous pouvons écrire $K = K(\theta)$

Les résultats expérimentaux montrent une allure parabolique dont nous avons parlé au premier chapitre.

E) L'EQUATION GENERALE DE L'ECOULEMENT. -

En combinant l'équation de la loi de Darcy (2.4) avec l'équation de continuité (2.3), nous obtenons :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla(K \nabla \Phi) \qquad (2.14)$$

En y substituant la valeur Φ de l'équation (2.7), nous pouvons écrire :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \left[K \nabla (H + Z) \right] \qquad (2.15)$$

Dans les équations (2.14) et 2.15) le signe ∇ représente l'opérateur gradient. En développant le second membre, il devient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla K . \nabla (H + Z) + K . \nabla . \nabla (H + Z) \qquad (2.16)$$

Pour un milieu anisotrope, on peut écrire :

$$\frac{\partial \theta}{\partial \theta} = \frac{(H + Z)}{\partial X} \cdot \frac{Kx}{\partial X} + \frac{(H + Z)}{\partial Y} \cdot \frac{Ky}{\partial Y} + \frac{(H + Z)}{\partial Z} \cdot \frac{K_z}{\partial Z}$$

$$+ K_x \frac{\partial^2 (H + Z)}{\partial X^2} + K_y \frac{\partial^2 (H + Z)}{\partial Y^2} + K \frac{\partial^2 (H + Z)}{\partial Z^2} \qquad (2.17$$

Où, K_x, K_y, K_z, sont les valeurs de la conductivité hydraulique dans les directions X, Y Z.

Le développement de l'équation (2.17) nous donne :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial H}{\partial X} \frac{\partial K_x}{\partial X} + \frac{\partial H}{\partial Y} \frac{\partial K_y}{\partial Y} + \left(\frac{\partial H}{\partial Z} + 1\right) \frac{\partial K_z}{\partial Z} + K_x \frac{\partial^2 H}{\partial X^2} + K_y \frac{\partial^2 H}{\partial Y^2} + K_z \frac{\partial^2 H}{\partial Z^2} \qquad (2.18)$$

L'équation (2.18) est l'équation différentielle générale pour un écoulement non saturé en milieu poreux anisotrope.

Pour un milieu isotrope $K_x = K_y = K_z = K$ (pratiquement)et en ce cas la formule (2.18) peut s'écrire :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial H}{\partial X}\frac{\partial K}{\partial X} + \frac{\partial H}{\partial Y}\frac{\partial K}{\partial Y} + \left(\frac{\partial H}{\partial Z}+1\right)\frac{\partial K}{\partial Z} + K\left(\frac{\partial^2 H}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial Y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial Z^2}\right) \qquad (2.19)$$

L'équation (2.19) est l'équation générale d'hydrodynamique de l'écoulement en milieu isotrope à trois dimensions.

F) L'ECOULEMENT HORIZONTAL. -

Dans le cas de l'écoulement horizontal dans une direction (o x) pour un milieu isotrope, en négligeant les termes qui contiennent (d y) et (d z) de l'équation (2.19) nous pouvons écrire :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial H}{\partial X} \cdot \frac{\partial K}{\partial X} + K\frac{\partial^2 H}{\partial X^2} \qquad (2.20)$$

ou bien :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial X}\left(K\frac{\partial H}{\partial X}\right) \qquad (2.21)$$

Le potentiel capillaire (H) est fonction de la teneur en eau (θ) donc nous pouvons écrire :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial X}\left(K\frac{\partial H}{\partial\theta}\cdot\frac{\partial\theta}{\partial X}\right) \qquad (2.22)$$

Par définition $K\frac{\partial H}{\partial\theta}$ est la diffusion (D), d'où

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial X}\left(D\frac{\partial\theta}{\partial X}\right) \qquad (2.23)$$

L'équation (2.23) est l'équation de diffusion pour un écoulement horizontal selon une direction (O X) dans un milieu poreux isotrope.

La solution exacte de cette équation est donnée par KLUTE (1952), PHILIPS (1957) et SWARTZENDRUBER (1966).

G) L'ECOULEMENT VERTICAL. -

De même pour un écoulement vertical en milieu poreux isotrope, nous pouvons écrire, à partir de l'équation (2.19) :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \left(\frac{\partial H}{\partial Z} + 1\right)\frac{\partial K}{\partial Z} + K\frac{\partial^2 H}{\partial Z^2} \qquad (2.24)$$

ou bien :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z}\left(K\frac{\partial H}{\partial Z}\right) + \frac{\partial K}{\partial Z} \qquad (2.25)$$

et,

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z}\left(K\frac{\partial H}{\partial \theta}\frac{\partial \theta}{\partial Z}\right) + \frac{\partial K}{\partial Z} \qquad (2.26)$$

En introduisant le terme de diffusion $D = K\frac{\partial H}{\partial \theta}$ nous pouvons écrire :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z}\left(D\frac{\partial\theta}{\partial Z}\right) + \frac{\partial K}{\partial Z} \qquad (2.27)$$

L'équation (2.27) est une équation différentielle pour l'écoulement vertical en milieu isotrope. C'est une équation différentielle non linéaire de type parabolique, dont la solution exacte n'existe pas. Mais une solution approchée dont nous avons parlé au chapitre précédent, a été proposée par PHILIP (1957).

Il faut préciser que lorsque nous employons le terme diffusion O, nous entendons celui-ci, non au sens physique de diffusion moléculaire, mais comme un outil mathématique qui facilite la résolution du problème.

En comparant les équations différentielles de diffusion, pour les écoulement horizontaux et verticaux, on voit facilement que

pour ces derniers l'équation contient un terme de plus (∂ K / ∂ Z).

On ne peut pas appliquer facilement une solution numérique exacte ou approchée à ces équations, car une solution numérique calculée selon des conditionsaux limites choisies, peut conduire à des erreurs pratiques étant donné qu'il est pratiquement impossible de retrouver les conditions du laboratoire dans des cas pratiques.

La validité des équations (2.23) et (2.27) suppose que :

a) L'équation de continuité est satisfaite,

b) La loi de Darcy est applicable aux écoulements en milieux non saturés. Or cette hypothèse ne peut être vérifiée dans tous les cas. Sa validité a été prouvée pour les milieux sableux (CHILDSCOLLIS GEORGE (1950), YOUNGS (1957), BORELLI et VACHAUD (1965). Elle n'est pas valable pour les milieux argileux, ni même pour les milieux sableux à la suite d'une grande variation de la pression atmosphérique (SWARTZENDRUBER). YOUNGS (1964) et BORELI-VACHAUD (1965) ont fait valoir qu'il n'y a pas lieu de tenir compte de cette dernière influence.

c) Le milieu est homogène, isotrope et les grains uniformes.

Dans la nature, il est très rare de trouver un milieu qui réalise cette hypothèse, ce qui peut être fait cependant au laboratoire.

Pour réaliser cette condition, nous avons utilisé des billes de verre calibrées pour l'étude de la dessaturation d'un milieu bicouche et du sable de dune bien tamisé pour celle d'un milieu monocouche.

Quant à la condition d'isotropie, elle est assez difficile car le remplissage de la colonne pose un problème assez délicat. Si on fait un remplissage libre, il y aura un classement entre les grains. La méthode que nous avons utilisée est développée par A. COUCHOT. Nous en parlerons ultérieurement.

d) La diffusion n'est fonction que de la teneur en eau.

On commença par la considérer d'abord comme une

constante. Puis on s'aperçut après, qu'elle varie avec la teneur en eau de façon exponentielle.

e) L'écoulement est isotherme.

La variation de température a une influence sur l'écoulement, notamment sur la viscosité des liquides. C'est pour cela qu'on introduit souvent ce terme dans l'équation de l'écoulement.

Les variations de température journalières et saisonnières dépendent des régions. Pour réduire l'influence de cette variation, nous avons essayé de faire les expériences, toujours aux mêmes heures de la journée. Pour donner une idée, notons que la variation de température au cours des expériences faites sur une colonne ayant deux couches de matériaux, est d'environ ($\pm$ 1.,59°C). L'influence de cette variation est négligeable. S'il en était autrement, il faudrait introduire dans les équations un terme qui tienne compte des transferts de chaleur.

f) L'effet des bulles emprisonnées et des variations de la pression atmosphérique est négligé.

La teneur en bulles d'air emprisonnées varie d'une vidange à l'autre. Au premier remplissage, la colonne pratiquement ne contient pas de bulles d'air. Mais pendant les remplissages successifs, on ne peut pas empêcher leur formation. La teneur en air peut atteindre 2-3 %. Il semble qu'elle soit fonction de la vitesse de remplissage. L'influence de ces bulles d'air se manifeste sur la diminution du coefficient d'emmagasinement.

g) Le gonflement, le tassement, la cimentation et l'agrégation entre les grains n'existent pas.

Il est assez difficile de maintenir la géométrie du milieu au cours de l'expérience. On peut dire la même chose des milieux naturels.

A la partie supérieure de la colonne, on constate un gonflement du milieu dû à l'échappement des bulles d'air. Par contre à la

partie inférieure se produit un tassement qui provient du poids de la colonne, mais on ne peut pas déterminer la limite de ces influences.

Ces deux phénomènes provoquent une modification de l'arrangement initial des grains. Il en résulte une variation de la valeur de la porosité et de la perméabilité. Ces influences modifient la condition d'isotropie.

Entre le début et la fin des expériences nous avons constaté qu'il y a eu un tassement de 0,4 cm sur la colonne à double couche sur laquelle nous avons travaillé, soit 0,27 % de la hauteur de la colonne. La variation fut un peu plus faible sur la colonne monocouche.

Au cours des expériences, il n'y a pas eu de cimentation et d'agrégation du milieu.

h) Dans tous les travaux les effets végétatifs, bactériels et chimiques sont négligés. Or, ils ont une influence considérable en particulier les effets bactériels et végétatifs. dans les milieux naturels où ils provoquent plusieurs phénomènes compliqués (JANSE, 1968)

Les études de GUPTA et SWARTZENDRUBER (1962) montrent qu'à partir de 10^5 bactéries par gramme de sable, la conductivité hydraulique est considérablement diminuée. Pour 10^6 bactéries par gramme de sable, le coefficient de conductivité hydraulique atteint environ zéro.

En travaillant au laboratoire pour éliminer cette variation, on ajoute 1 à 2 gouttes de formaldéhyde par litre d'eau.

Quant aux effets chimiques, ils dépendent certainement de plusieurs facteurs : l'état physique (solide, liquide, gazeux) et la lithologie du milieu, le climat, le temps, etc... . Dans la nature, ils se manifestent par l'attaque chimique. Dans les conditions de laboratoire ces effets sont négligeables.

Au cours de travaux faits pour donner une idée de l'influence de ces effets, nous avons mesuré la résistivité des eaux à l'entrée et à la sortie de la colonne. Nous avons constaté une différence peu importante à condition que l'on fasse les manipulations pendant une période assez courte (tableau 4.8)

i) Le phénomène d'évaporation est négligé.

Dans les conditions du laboratoire, ce phénomène peut être négligé, car dans l'étude du problème de l'écoulement vertical monodimentionnel, la section de la colonne est assez petite. Mais dans la nature le phénomène d'évaporation est plus compliqué que celui de la désaturation. C'est pourquoi, de nombreux chercheurs préfèrent étudier d'abord le problème de l'infiltration, puis de là celui de l'évaporation (PHILIP, 1966 ; LIAKOPOULOS, 1967).

Pour résoudre les équations (2.23) et (2.27), il faut connaître les conditions aux limites dont les mesures posent des problèmes délicats. Les valeurs de la teneur en eau sont mesurées par gammamétrie. On peut en tirer les valeurs de $\partial\theta / \partial t$ et $\partial\theta / \partial Z$. mais pour trouver les relations $k = f(\theta)$, $H = f(t, Z, \theta)$ il faut mesurer les valeurs de potentiel à différents niveaux et à des moments différents. Ces mesures peuvent être faites à l'aide des tensiomètres. Mais ces appareils ne sont pas encore techniquement bien au point.

ECOULEMENT VERTICAL A TRAVERS UN PROFIL STRATIFIE. -

Soient K_1, K_2 ..... K_n les conductivités hydrauliques de chaque couche, et D_1, D_2 ..... D_n les valeurs respectives des diffusions dans ces couches.

A partir de la loi de Darcy pour l'écoulement monocouche, nous pouvons écrire :

$$v = - K - D \frac{\partial \theta}{\partial Z} \qquad (2.10)$$

v est le flux et n'est donc pas autre chose que le débit unitaire :

$$q \equiv v \qquad (2.28)$$

d'où

$$dZ = - \frac{D}{q + K} \partial\theta \qquad (2.29)$$

d'où

$$Z = \int_{\theta_{sat}}^{\theta} - \frac{D}{q + K} \partial\theta \qquad (2.30)$$

Si nous appliquons la formule (2.30) à un profil stratifié :

$$Z = \sum_{i=1}^{n} Z_i$$

d'où

$$Z = \int_{\theta_{sat}}^{\theta 1} - \frac{D_1}{q_1+K_1} \partial\theta + \int_{\theta_2}^{\theta_2} - \frac{D_2}{q_2+K_2} \partial\theta + \ldots\ldots\ldots + \int_{\theta i-1}^{\theta i} - \frac{D_n}{q_n+K_n} \partial\theta \qquad (2.32)$$

θ_1, θ_2 ,..... θ_n sont les valeurs de l'humidité à la suite d'un drainage complet aux limites supérieures et inférieures de ces couches.

CHILDS et POULOVASSILIS ont vérifié la formule (2.33).

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

- Chapitre III -

PRINCIPE DE LA MESURE DES TENEURS EN EAU PAR ABSORPTION DES RAYONS GAMMA

-:-:-:-:-:-:-:-

Si un faisceau de photons gamma monoénergétiques traverse une couche de matière absorbante, la variation de l'intensité de ce faisceau est donnée par :

$$dI = \mu.\rho \, . \, I.dl. \qquad (3.1)$$

Où, I représente l'intensité de ce faisceau,

ρ la masse volumique du milieu

dl l'épaisseur de la couche,

μ le coefficient d'absorption massique du milieu

μ dépend de l'énergie du faisceau.

En considérant que le faisceau est monoénergétique et que les photons diffusés sont élimmés, l'intégration de l'équation (3.1) donne avec les conditions initiales :

$$I = I_o \exp(-\mu \rho l) \qquad (3.2)$$

Où, I_o et I représentent respectivement l'intensité du faisceau avant et après la traversée de la couche.

Pour une ouverture (ω) donnée du faisceau (figure 3.a) l'intensité du rayonnement γ exprime le nombre de photons émis par unité de temps ; elle est proportionnelle à l'intensité de la source. Donc, nous pouvons écrire :

$$N = N_o \exp(-\mu.\rho \,.\, l.) \qquad (3.3)$$

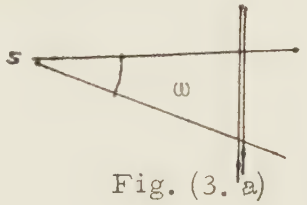


Fig. (3.a)

Où, N_o et N représentent le nombre de photons avant et après la traversée de la couche.

Dans les formules 3.1 ; 3.2 ; et 3.3, on peut définir un coefficient d'absorption $\mu' = \mu . \rho$ (3.4)

Si le milieu poreux se trouve à l'intérieur d'une colonne de plexiglas par exemple, nous pouvons écrire une relation entre le nombre de photons émis et le nombre de photons reçus après la traversée du milieu poreux.

Désignons par :

$(N_o - N')$	nombre de photons absorbés	par le plexiglas			
$(N' - N'')$	"	"	"	par la partie solide	(3.5)
$(N'' - N''')$	"	"	"	par la partie liquide	
$(N''' - N)$	"	"	"	par le plexiglas	

Pour chaque absorption, nous pouvons appliquer la formule (3.3) :

$N' = N_o \exp(-\mu_p . \rho_p . l_p)$	pour le plexiglas	(3.6)
$N'' = N' \exp(-\mu_s . \rho_s . l_s)$	pour la partie solide du milieu	

$$N''' = N'' \exp(-\mu_w \rho_w l_w) \quad \text{pour le liquide}$$
$$N''' = N \exp(-\mu_p \rho_p l_p) \quad \text{pour le plexiglas} \qquad (3.6)$$

En combinant les équations (3.6), nous pouvons écrire :

$$N = N_o \exp(-\mu_p \rho_p l_p - \mu_s \rho_s l_s - \mu_w \rho_w l_w - \mu_p \rho_p l_p \quad (3/7)$$

Dans l'équation (3.7), l_p est négligeable devant l_s et l_w. Donc cette équation devient :

$$N = N_o \exp(-\mu_s \rho_s l_s - \mu_w \rho_w l_w) \qquad (3.8)$$

l_s est pratiquement égal à l'épaisseur de la couche, donc on peut mettre l à la place de l_s. D'autre part, par définition :

$$l_w = l\theta \qquad (3.9)$$

Où, θ représente la teneur en eau.

En combinant l'équation (3.9) avec l'équation (3.8) nous pouvons écrire :

$$N = N_o \exp l(-\mu_s \rho_s - \mu_w \rho_w \theta) \qquad (3.10)$$

L'équation (3.10) a pour unique variable θ. En dehors de N et θ, tous les autres termes sont des constantes. Donc, il est possible de mesurer par l'absorption de rayons gamma en tout point d'une colonne et à tout moment, les valeurs des teneurs en eau.

Statistiquement les fluctuations de l'émission des photons obéit à la loi de Poisson. Si on poursuit le comptage pendant un temps t, l'écart-type est égal à $\sigma = \sqrt{Nt}$. Pour un degré de certitude de 95 % l'étendue de l'écart-type est égale à $\pm 2\sigma$, $\bar{N}$ étant la valeur moyenne de comptage, donc :

$$N = \mu \left| \bar{N} \mp \frac{2\sqrt{Nt}}{t} \right| \qquad (3.11)$$

EQUIPEMENT DE MESURE.-

Les essais ont été faits grâce à l'appareil mis au point par A. COUCHOT. La figure (3.1) montre l'ensemble de l'équipement de mesure.

A) LA SOURCE.-

Nous avons utilisé une source de césium 137 (période 30 ans) qui est pratiquement monoénergétique avec un pic d'énergie de 662 kev. Pour appliquer la formule de l'absorption de rayonnement gamma, Cs 137 est une source convenable.

La diminution de l'activité d'une source radioactive obéit à la même loi que celle de l'absorption des rayons gamma. Cette loi est exprimée par :

$$a = a_o \exp(-2,9957\ t/T) \qquad (3.12)$$

Où, a_o représente l'activité initiale de la source,
a, l'activité de la source actuelle après un temps t,
T, la période du corps radioactif.

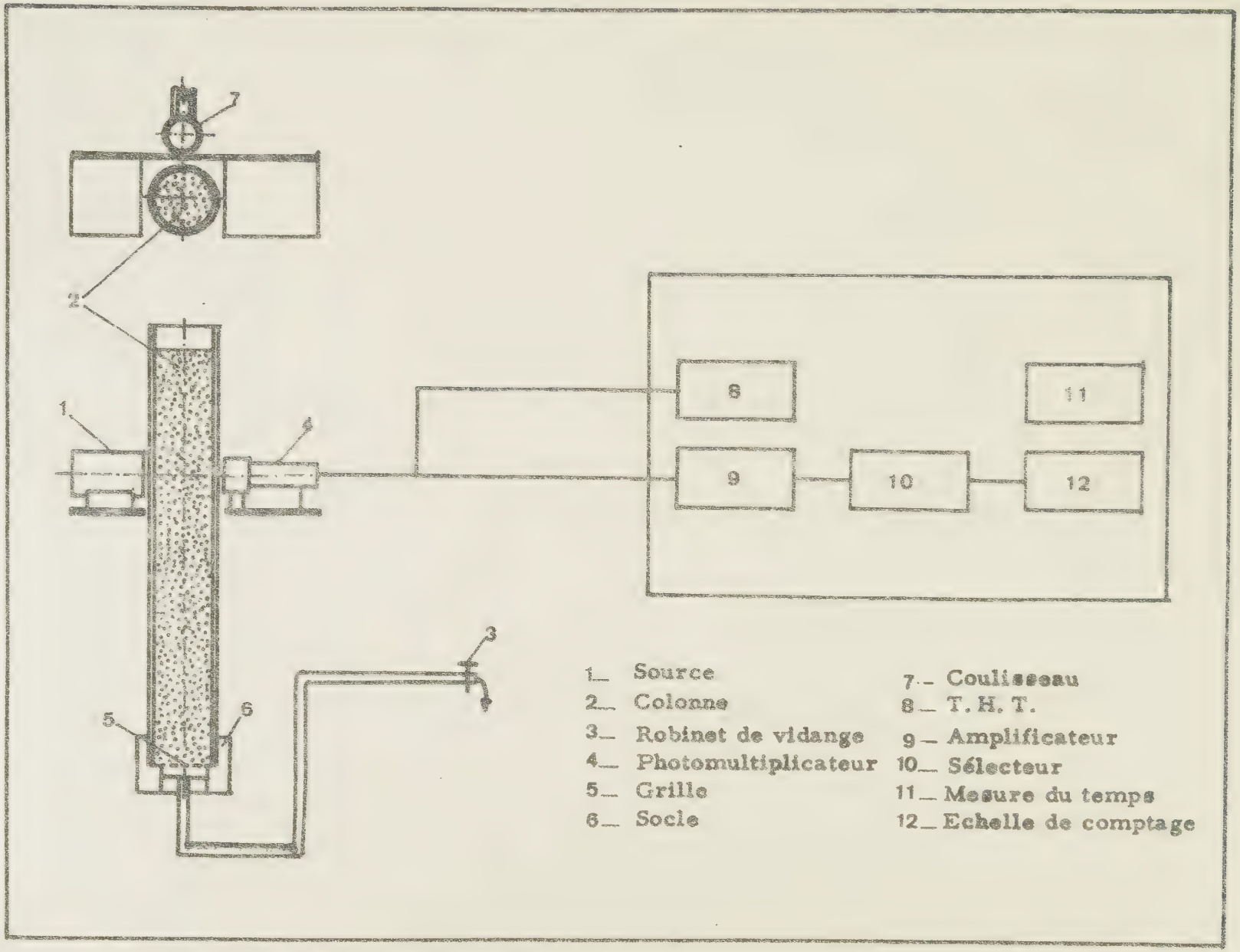
Donc, il faut effectuer toutes les expériences au cours d'une période telle que la variation d'activité de la source soit négligeable.

La source que nous avons utilisée est du type S G. 2 comprenant une pastille cylindrique de 6 mm de diamètre.

L'activité de cette source était 9,7 m.c.i. à la date de livraison (13. 4 . 1964). Actuellement elle est 6 m.c.i. environ. C'est donc une source assez faible. Nous avons connu de ce fait quelques difficultés pour réaliser nos expériences.

Avant de commencer nos recherches, nous avons déterminé le spectre d'énergie de la source (figure 3.2).

Figure (3. 1) : PRINCIPE DE L'ENSEMBLE EXPERIMENTAL



B) DETECTEUR. -

Après avoir traversé la colonne, les photons non absorbés arrivent sur un détecteur à scintillateur qui est équipé d'un monocristal d'iodure de sodium activé au thallium et est associé à un photo multiplicateur.

Dans le système d'appareillage, la sonde à scintillation est transistorisée type Lepit. Elle est fournie par MESCO (Gentilly-Seine).

Les caractéristiques sont les suivantes :

- Dimensions : Longueur 305 mm
  Diamètre 64 mm
- Poids : 1 kg environ
- Haute tension 1 400 V
- Linéarité 1 %

Le rendement du détecteur diminue avec le temps.

C) ENSEMBLE DE COMPTAGE. -

Nous avons utilisé l'ensemble de comptage et de spectrométrie série ET 8, entièrement transistorisé de la société MESCO.

Le coefficient de température est inférieur à 10^{-4} par °C.

Les impulsions sont amplifiées par un amplificateur linéaire A.T. 8 P.

Le gain est réglable à l'aide d'un potentiomètre.

Le minimum d'amplitude des impulsions reçues par le comptage est réglable par un bouton de seuil (V_s).

Nous avons obtenu le pic pour notre source avec les valeurs suivantes :

- haute tension 1 400 V
- seuil 7,8 V
- Gain 7 dB

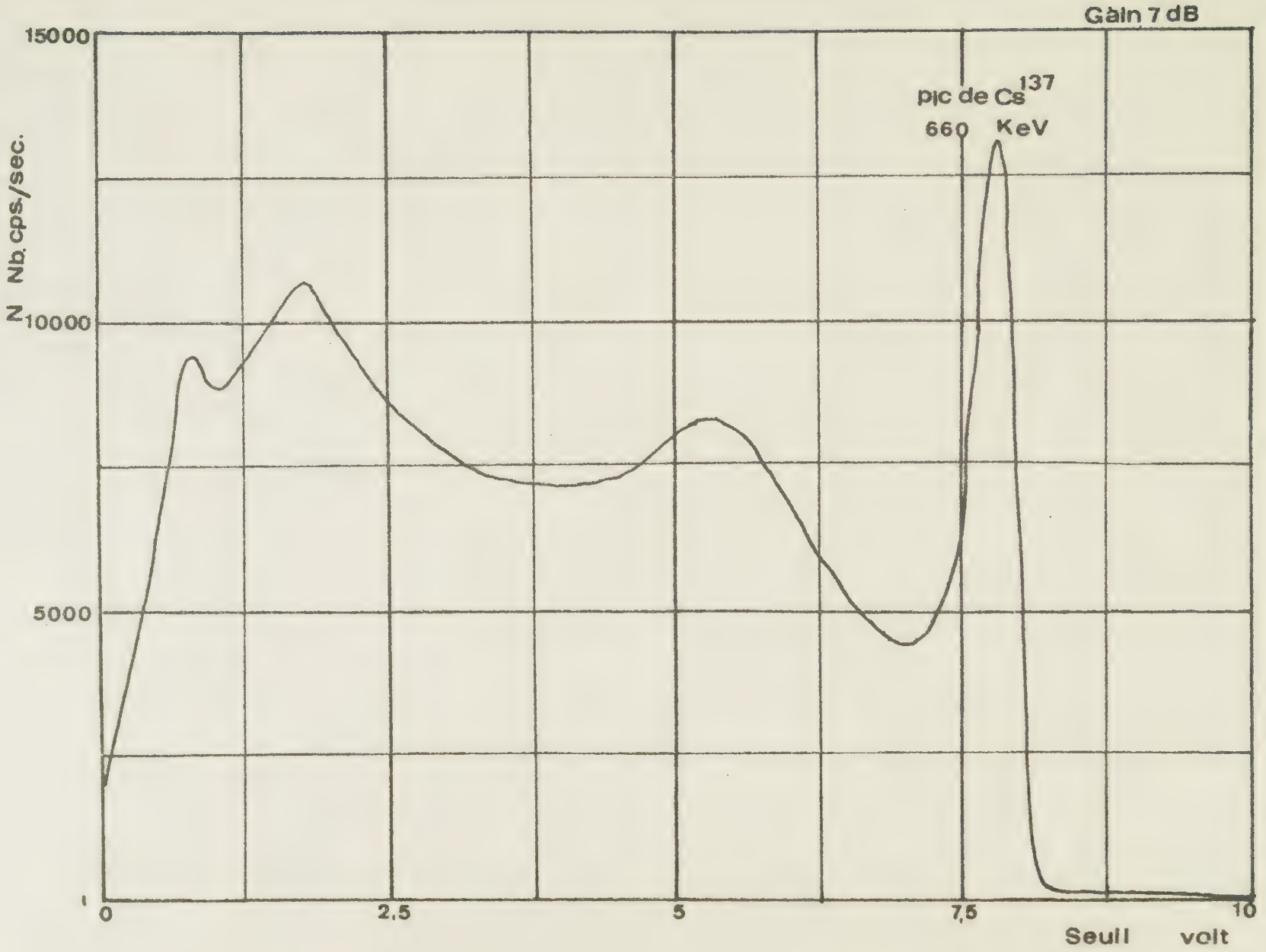


Figure (3.2) Spectre d'énergie à la sortie du détecteur

Le tableau (3.1.) montre les valeurs de comptage pour la source elle-même (comptage direct) et avec plexiglas.

Pour la source (Nre coups/scc.)			Pour le plexiglas (Nbre coups/sec.		
N_s	$N_s - N_s$	$(N_s - N_s)^2$	N_p	$N_p - N_p$	$(N_p - N_p)^2$
13053,2	- 2,5	6,25	12060,7	- 13,3	176,89
13019,2	- 31,5	992,25	12063,5	- 10,5	110,25
13013,3	- 17,4	302,76	12074,2	+ 0,2	0,04
13034,0	- 16,7	278,89	12047,4	- 26,6	707,56
13010,3	- 40,4	1632,16	12113,2	+ 39,2	1536,64
13087,1	+ 36,4	1324,96	12096,0	+ 22	484,00
13041,7	- 9	81	12068,5	- 5,5	30,25
13007,5	- 43,2	1866,24	12072,1	- 1,9	3,61
13066,2	+ 15,5	240,25	12121,0	+ 47,0	2209,0
13099,2	+ 48,5	2352,25	12120,4	+ 46,4	2152,96
13081,8	+ 31,1	967,21	12065,3	- 8,7	75,69
13055,4	+ 4,7	22,09	12072,3	- 1,7	2,89
13069,6	+ 18,9	357,21	12024,1	- 49,9	2490,01
13070,1	+ 19,4	376,36	12009,3	- 64,7	4186,09
13022,8	- 27,9	778,41	12079,5	+ 5,5	30,25
13069,9	+ 19,2	368,64	12077,3	+ 3,3	10,89
13060,6	+ 9,9	98,01	12094,5	+ 20	400,00
		12046,24			14607,02

Tableau (3.1) Valeurs de comptage.

A partir du tableau (3.2), on a calculé l'écart-type :

$\sigma_{source} = 26,6$ d'où $N_s = 13050,7 \pm 26,6$

$\sigma_{plexiglas} = 29,3$ d'ou $N_p = 12074 \pm 29,3$

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

- Chapitre IV -

EXPERIENCES

-:-:-:-:-:-:-

EXPERIENCES SUR LA COLONNE A UNE COUCHE (Sable). -

Nous avons employé une colonne cylindrique, transparente en plexiglas de 165 cm de longueur, 10 cm de diamètre extérieur, 9,2 cm de diamètre intérieur et de 3 kg. Cette colonne est fermée à sa base par une grille pour retenir le milieu poreux. Le poids total de celui-ci est de 17 kg environ.

- Granulométrie. -

Nous avons utilisé un échantillon de la dune d'Arcachon. Nous l'avons tamisé. Nous n'avons conservé que la partie des grains comprise entre les diamètres 0,200 mm et 0,315 mm.

La tableau (4.1) montre la granulométrie de l'échantillon.

La figure (4.1) représente la courbe des fréquences cumulées.

Tableau (4.1) Granulométrie.

Maille (enmm)	Masse (gr)	Masse cumulative	% cumulatif
0,125	0,15	0,15	0,11
0,160	0,30	0,45	0,31
0,200	24,90	25,35	16,91
0,250	67,95	93,30	62,21
0,315	55,00	148,30	98,87
0,400	1,10	149,40	99,60
0,500	0,45	149,85	99,90
0,630	0,15	150,00	100,00

- Valeur de la porosité. -

Nous avons mesuré la valeur de la porosité par la méthode de tassement. Nous avons trouvé une porosité d'environ 40 %.

- Remplissage de la colonne. -

Nous avons utilisé un cylindre d'un diamètre inférieur à celui de la colonne. Nous avons versé le sable dans ce cylindre par petites quantités. Pour bien amalgamer le sable, nous avons fait rouler le cylindre horizontalement. Puis, nous avons introduit ce cylindre dans la colonne. Nous en avons débouché la base et nous l'avons soulevé lentement. Le sable se répartit de façon homogène dans la colonne sur une hauteur de 135,6 cm, dont les 15,6 premiers seront toujours saturés, afin de garder une référence pour les mesures aux rayons gamma. Puis, nous avons rempli la colonne d'eau et nous l'avons vidangée de façon à obtenir un bon tassement des grains.

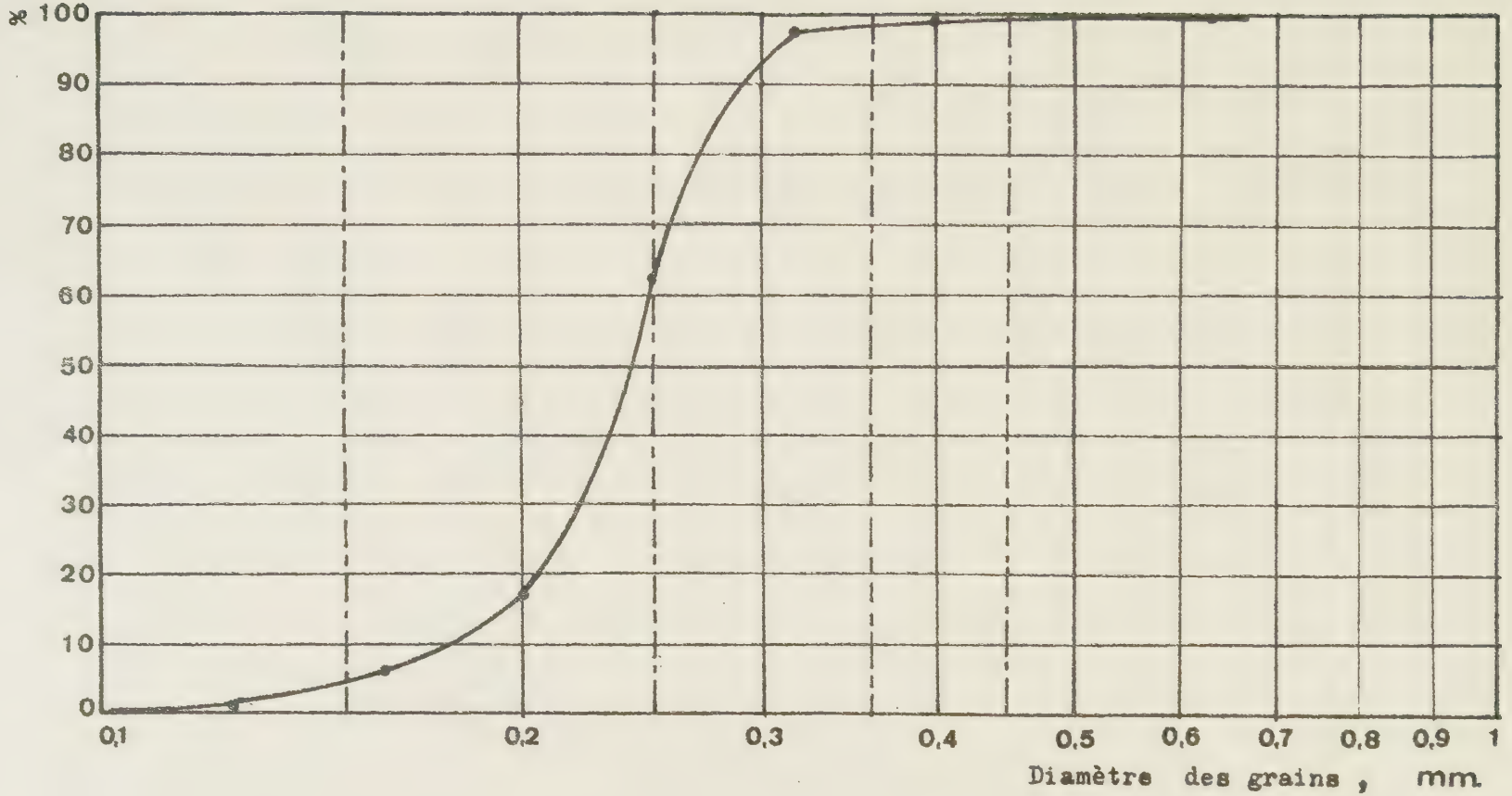


Figure (4.1) Courbe de fréquence cumulée

- Mesure du coefficient de perméabilité à la saturation. -

Les mesures ont été faites directement sur la colonne. Cette colonne était équipée d'un tube piézométrique. On vidange la colonne avec un débit constant et on mesure la perte de charge sur le tube piézométrique. En applicant la loi de Darcy :

$$K_o = \frac{Q \cdot dl}{s \cdot dh} \qquad (4.1)$$

Où, dh/dl représente le gradient hydraulique (cm/cm), Q, le débit de vidange (Cm^3/sec) et s la section de la colonne (cm^2). On obtient le coefficient de perméabilité.

Les résultats sont reportés dans le tableau (4.2) ci-dessous :

Tableau (4.2) - Valeurs de perméabilité (pour le sable)

N°	dh (cm)	Q (cm^3/grain	K_o cm/	ε	ε^2
1	13,2	12,26	0,0361646	259.10^{-7}	$6,71.10^{-10}$
2	13,2	12,26	0,0361646	259.10^{-7}	$6,71.10^{-10}$
3	13,1	12,19	0,0361666	279.10^{-7}	$7,78.10^{-10}$
4	13,1	12,22	0,0360333	1054.10^{-7}	$11,1.10^{-9}$
5	13,2	12,23	0,0361646	359.10^{-7}	$6,71.10^{-10}$

K_o(valeur moyenne) = 0,0361 cm/sec

écart-type $\sigma = 5.27.10^{-5}$ cm/sec

d'où :

$$K_o = (3,61 \pm 0,005)\,10^{-4} \text{ m/sec}$$

-Débit de vidange. -

Après avoir rempli d'eau la colonne, nous avons fait une vidange en mesurant les débits instantanés. Le tableau (4.3) montre les résultats obtenus à une température de 17°50 C.

Tableau (4.3) : Valeurs desdébitsde vidange (colonne de sable).

t_{min}	Q cm^3/sec	T_{min}	Q cm^3/sec	t_{min}	Q cm^3/sec
0,50	1,418	16	0,611	35	0,184
2,50	1,187	18	0,565	40	0,139
5,00	1,108	20	0,490	45	0,102
7,00	0,965	23	0,409	50	0,0805
9,00	0,884	25	0,340	55	0,0570
11,00	0,811	27	0,306	60	0,0450
14,00	0,708	30	0,263	70	0,0175

A l'aide de ces valeurs, nous avons construit la courbe de vidange sur un papier semi-logarithmique, en portant en ordonnées log. Q cm^3/ min et en abscisses le temps en minute. La courbe obtenue étant une droite (fig. 4.2) on a bien un débit de vidange de la forme :

$$Q = Q_o e^{-\alpha t}$$

Où Q_o est le débit initial au temps t = 0 ; Q le débit à un instant t donné et le coefficient de tarissement.

A l'aide de cette droite,nous avons calculé le coefficient de tarissement, ce qui donne pour l'équation du débit de vidange :

$$Q = 1,5\ e^{-0,0584t} \qquad (4.2)$$

- Courbe d'étalonnage. -

On vidange partiellement, la colonne pleine de sable, de manière à conserver à la base 20 cm saturés. On mesure dans cette zone le nombre de coups tous les cm. On fait statistiquement la moyenne de ce nombre de coups. Elle correspond à une humidité de 40 %. On opère de la même manière sur les 5 cm supérieurs de la colonne. On prélève

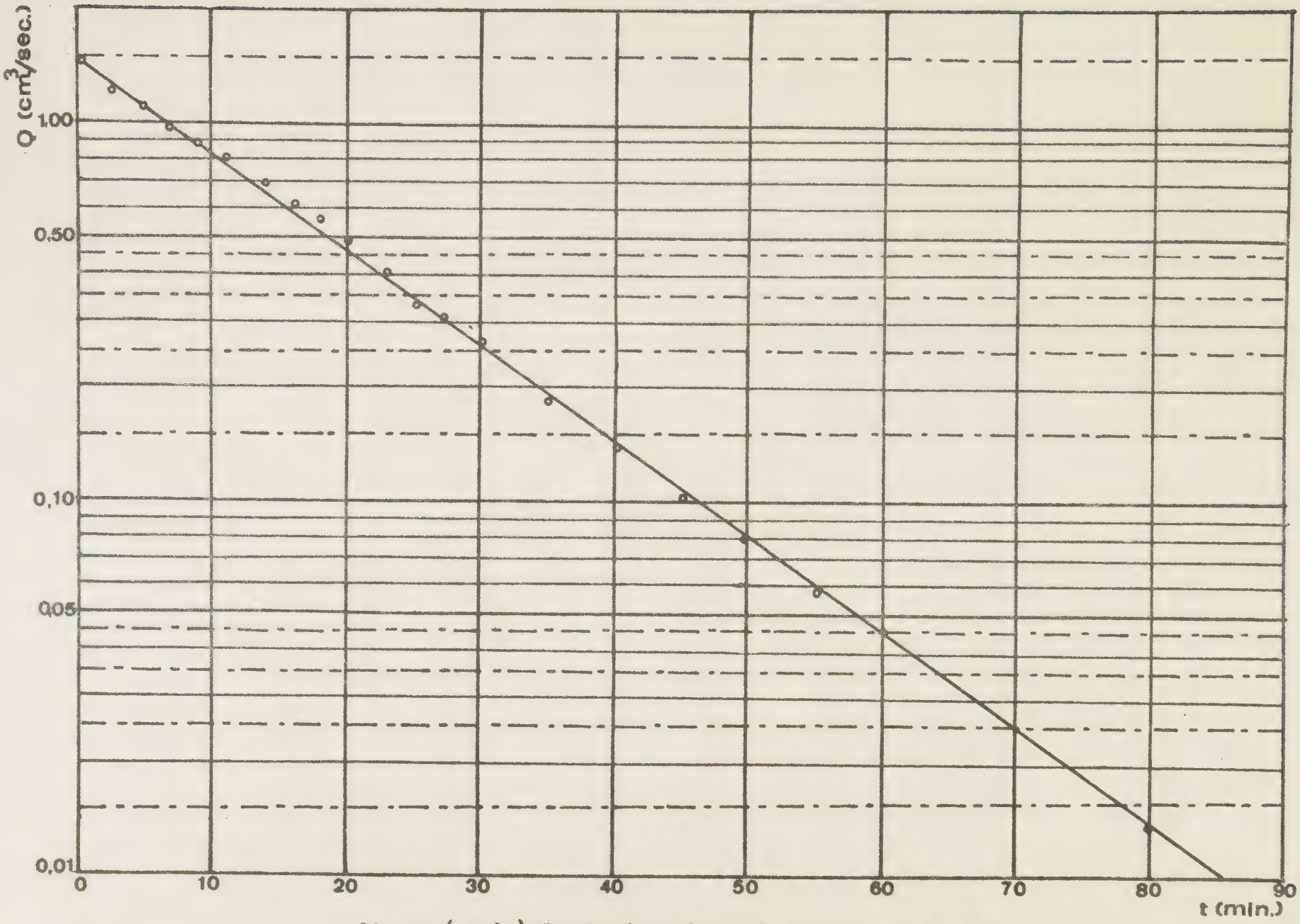


Figure (4.2) Courbe de vidange de la colonne de sable

ces 5 cm de sable que l'on passe à l'étuve pour mesurer l'humidité résiduelle. On trace la courbe d'étalonnage sur papier semi-logarithmique en joignant ces deux points. La figure (4.3) représente la courbe ainsi obtenue.

Valeur du poids spécifique. -

La mesure du poids spécifique au pycnomètre donne :

$$\rho = 2,6042 \text{ gr/cm}^3$$

La phase liquide. -

Pour ces expériences, nous avons utilisé l'eau du robinet.

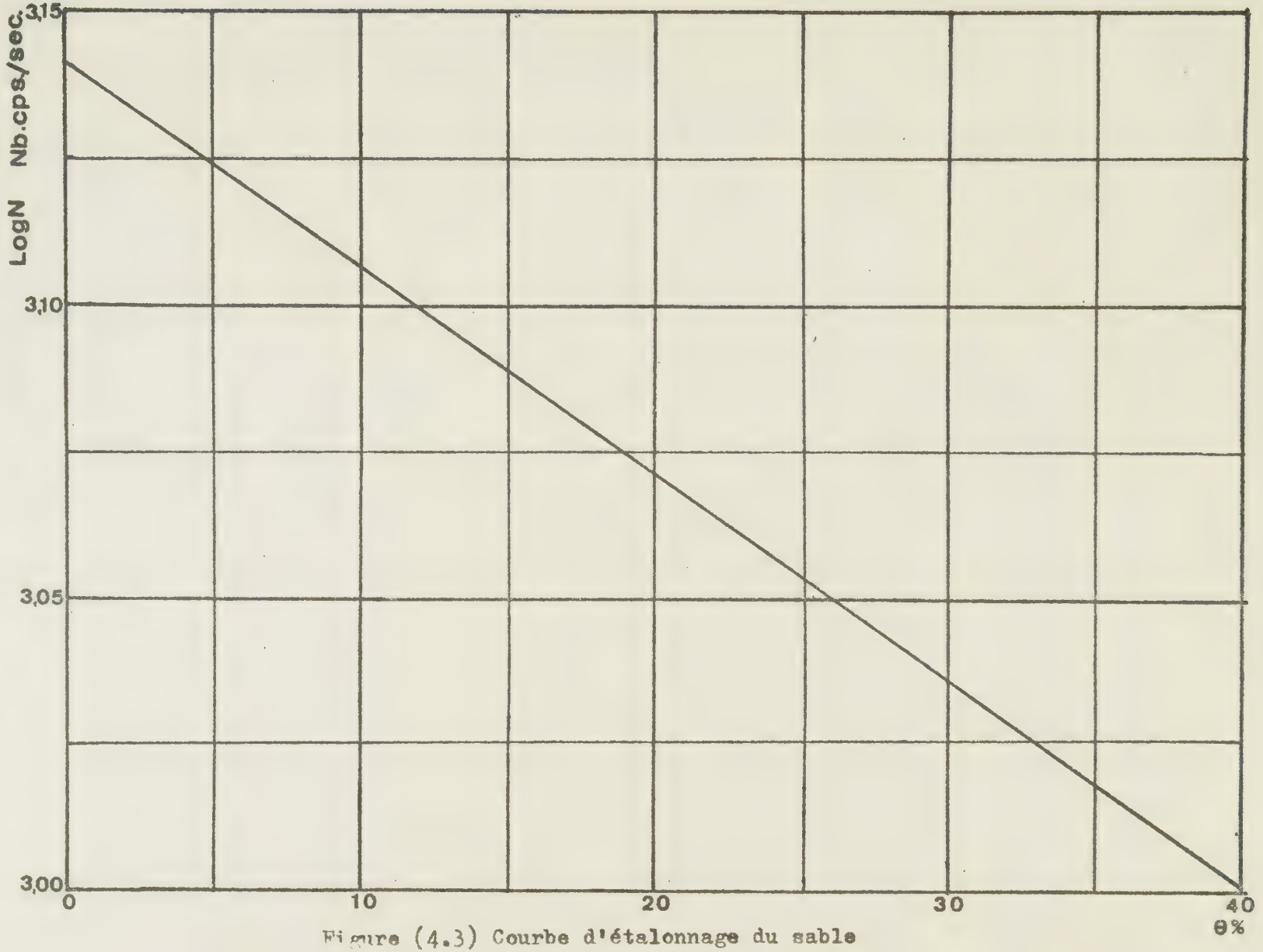


Figure (4.3) Courbe d'étalonnage du sable

EXPERIENCES SUR LA COLONNE A DEUX COUCHES SUPERPOSEES. -

(Avec des billes de verre).

Pour étudier le problème de l'écoulement de l'eau, dans un milieu homogène, anisotrope, non saturé et stratifié, nous avons travaillé sur une colonne en plexiglas dont les dimensions ont été données antérieurement et qui contenait deux couches de billes de verre, de tailles différentes, superposées.

La première couche, d'une épaisseur de 88 cm, est constituée de billes d'un diamètre de 0,160 mm. La deuxième, constituée de billes, de 0,08 mm de diamètre, a une épaisseur de 60 cm.

Avant le remplissage de la colonne, les échantillons ont été soigneusement tamisés, de manière à ne conserver pour la première couche que des billes dont le diamètre était le double de celui des billes de la deuxième couche ; ceci afin d'empêcher que les petites billes ne s'insèrent entre les grosses. En effet, même pour un arrangement cubique, où la taille des vides est maximale, Si R est le diamètre des grosses billes, le diamètre des vides est $r \approx 0,41\ R$.

Remplissage de la colonne. -

Le remplissage de la colonne, avec des billes de taille uniforme, ne présente pas de difficultés. Cependant pour obtenir des couches réellement isotropes, nous avons utilisé le dispositif de A. COUCHOT.

Dans un ballon contenant de l'eau et muni d'un robinet à la base, nous versons les billes de la première couche. Nous ouvrons le robinet, au-dessus de la colonne qui contient elle-même de l'eau, en maintenant un débit constant. Les billes tombent dans la colonne et forment une couche bien isotrope. Puis on vide l'eau de la colonne. On répète la même opération pour la deuxième couche.

Mesure de la porosité. -

Pour un arrangement cubique, avec des billes de taille uniforme, la valeur théorique de la porosité est de 47,7 %. Mais il est pratiquement impossible d'obtenir un tel arrangement.

Nous avons calculé pour les deux types de billes la valeur de la porosité par la méthode de tassement. Dans les deux cas, nous avons trouvé une porosité d'environ 40 %.

Mesure des coefficients de perméabilité à la saturation. -

Nous avons mesuré les valeurs de la perméabilité dans la colonne à l'aide de la loi de Darcy comme précédemment.

Pour la première couche, nous avons obtenu les résultats présentés dans le tableau (4.4) ci-dessous.

Tableau (4.4) - Valeurs de la perméabilité de la première couche. (billes de verre)

N° exp.	K cm/sec	$\varepsilon = K_o - K$	ε^2
1	0,03731	- 0.000012	$1,44.10^{-10}$
2	0,03725	- 0.000048	$23,04.10^{-10}$
3	0,03721	- 0.00088	$77,44.10^{-10}$
4	0,03719	+ 0.000108	$116,64.10^{-10}$
5	0,03753	+ 0.000232	$538,24.10^{-10}$

Nous avons calculé un écart-type $\sigma = 13.10^{-6}$ cm/sec. D'où la valeur de la perméabilité :

$$K_o = (3,73 \pm 0,0123).\ 10^{-4} \text{ m/sec.}$$

Avec les deux couches nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau 4.5 - Valeurs de la perméabilité des deux couches ensembles

N°exp.	K_o cm/sec	ε	ε^2
1	$3.254.10^{-3}$	$-0.010.10^{-3}$	10^{-10}
2	$3.276.10^{-3}$	$+0.012.10^{-3}$	$1.44.10^{-10}$
3	$3.261.10^{-3}$	$-0.003.10^{-3}$	$0.09.10^{-10}$
4	$3.266.10^{-3}$	$+0.004.10^{-3}$	$0.16.10^{-10}$
5	$3.263.10^{-3}$	$-0,001.0.10^{-3}$	$0.01.10^{-10}$

L'écart-type étant $\sigma = 7.44\ 10^{-6}$ cm/sec, la valeur de la perméabilité est :

$$K_o = (3,263 \pm 0.00744).10^{-5} \quad m/sec$$

Il n'était pas possible de mesurer directement sur la colonne la perméabilité de la deuxième couche ; mais à l'aide des deux valeurs précédentes nous avons pu la calculer.

La relation suivante nous donne la valeur du coefficient de perméabilité verticale du milieu stratifié en fonction de l'épaisseur et de la perméabilité de chacune des couches.

$$K_{o\,(m)} = \frac{H_1 + H_2 + \ldots + H_n}{\sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{K_{oi}}} \qquad (4.2.)$$

Où, $K_{o(m)}$ est la perméabilité verticale moyenne du milieu stratifié ;

H_i, l'épaisseur de la couche i dont la perméabilité est K_i.

Pour deux couches superposées, la formule (4.2) peut s'écrire :

$$K_{o(m)} = \frac{H_1 + H_2}{\frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2}} \qquad (4.3)$$

Ou bien, pour calculer la valeur de K_2, nous pouvons écrire :

$$K_2 = \frac{H_2}{\frac{H_1 + H_2}{Km} - \frac{H_1}{K_1}} \qquad (4.4)$$

Dans ce cas, H = 148 cm, H_1 = 88 cm, H_2 = 60 cm , K_1 = $3.73.10^{-2}$ cm/sec, $K_{om} = 3.264.10^{-3}$ cm/sec.

En reportant ces valeurs dans l'équation (4.4), on obtient :

$$K_{o\,2} = 1.392.10^{-5} \quad m/sec.$$

Nous avons vérifié l'exactitude de cette valeur à l'aide d'un perméamètre à niveau constant.

Le débit de vidange. -

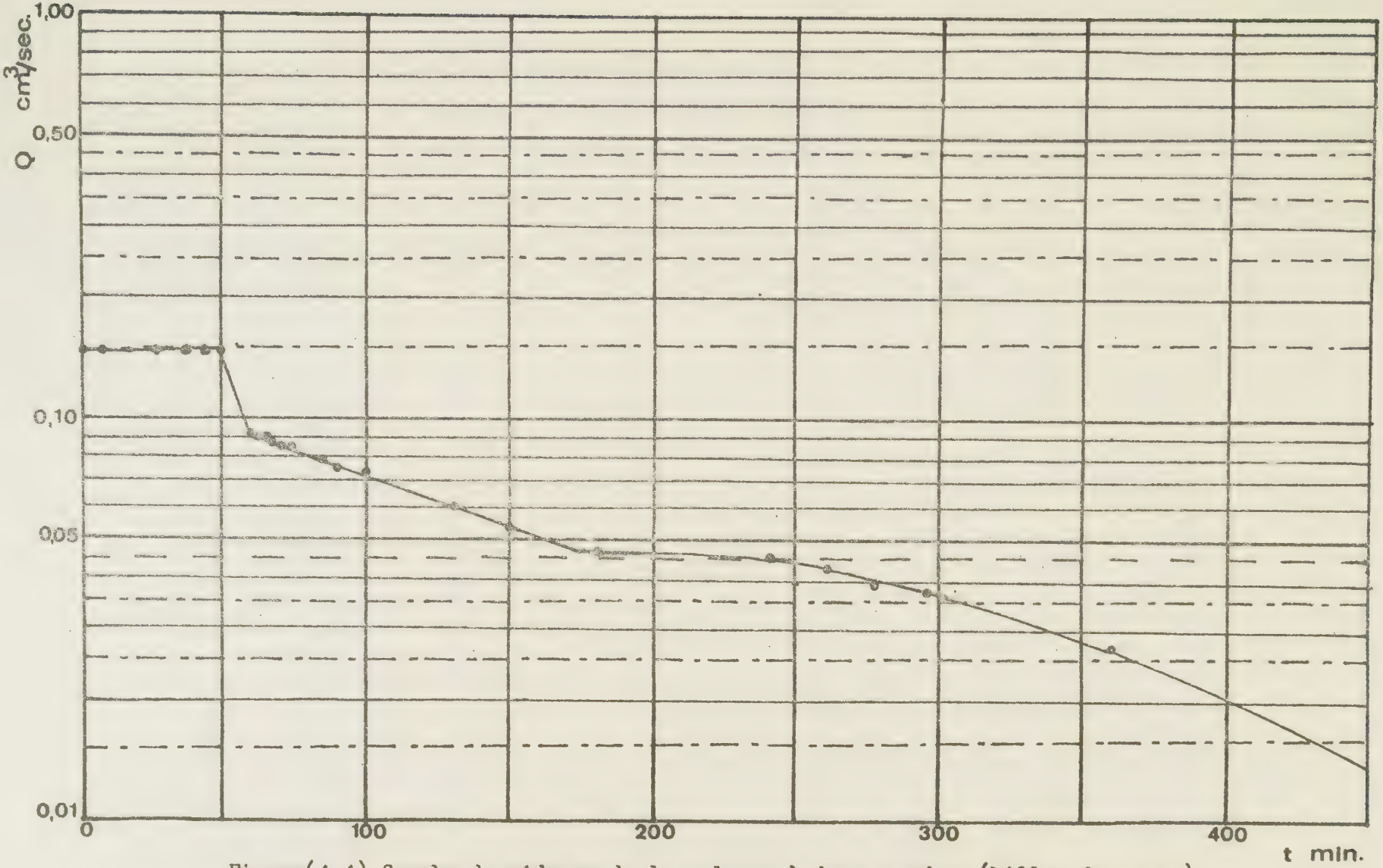
Sur la colonne bicouche nous avons fait une vidange en essayant de garder un débit de vidange constant, à l'aide du régulateur de débit (carburateur) de A. COUCHOT. Nous l'avons réglé de façon à obtenir un mince filet liquide. Le débit de vidange était de 9,02 cm^3/min. Cette valeur est constante pendant dix minutes et à peu près constante 50 minutes. Ensuite, on observe une brusque diminution du débit. A partir de cet instant la courbe représentant le débit en fonction du temps prend une allure exponentielle. (fig. 4.4).

Les valeurs du débit en fonction du temps sont reportées dans le tableau (4.6).

Valeur du poids spécifique. -

La mesure du poids spécifique au pycnomètre donne :

$$\rho = 2.8277 \quad gr/cm3$$



Figure(4.4) Courbe de vidange de la colonne à deux couches (billes de verre)

Tableau (4.6) - Valeurs du débit de vidange

(Colonne de billes de verre)

t_{min}	Q cm^3/min	t_{min}	Q cm^3/min	t_{min}	Q cm^3/min
0	9,02	67	5,27	180	2,83
1	9,02	70	5,16	200	2,75
10	9,02	74	4,11	240	2,77
27	8,86	76	5,00	250	2,27
30	8,96	78	4,94	260	2,58
38	8,85	82	4,80	275	2,33
45	8,80	85	4,76	295	2,22
50	8,79	90	4,50	300	2,16
60	5,51	100	4,45	310	2,07
62	5,41	130	3,67	320	1,91
65	5,38	150	3,24	3,51	1,62

Phase liquide. -

Nous avons utilisé de l'eau distillée. Pour éviter le développement de bactéries, nous avons ajouté 4 à 5 gouttes de formaldéhyde par 5 litres d'eau.

Connaissant l'importance de l'influence de la température sur la valeur de la viscosité du liquide, nous avons pris les valeurs des températures du liquide au début de l'expérience.

Le tableau (4.7) ci-après montre les valeurs des températures de l'eau au cours des expériences faites sur la couche à 0,08 mm de diamètre.

Tableau (4.7) - Valeurs des températures

N°	t° C	ε	ε^2	N°	t° C	ε	ε^2	
1	16,00	-3,18	10,112	7	20,70	+1,52	2,31	$t = 230,20$
2	18,20	-0,98	0,96	8	17,60	-1,58	2,50	$\bar{t} = \frac{230,20}{12} =$
3	17,30	-1,88	3,5344	9	18,80	-0,38	0,144	$19°18°C$
4	20,00	+0,82	0,672	10	21,20	+2,02	4,080	$\varepsilon^2 = 30.4452$
5	19,60	+0,42	0,1764	11	20,30	+1,12	2,544	$\sigma = \sqrt{\frac{30.4452}{12}}$
6	21,00	+1,82	3,31	12	19,50	+0,32	0,1024	$\sigma = 1,59°C$

Nous avons calculé un écart-type égal à $\sigma = 1,59°C$ et nous avons négligé l'influence de cette variance au cours des expériences.

Les variations des valeurs de la résistivité. -

Pour chaque échantillon d'eau nous avons mesuré la résistivité. Puis, nous avons ramené la résistivité à 18°C. Les résultats sont reportés dans le tableau (4.8) ci-dessous.

On voit qu'il y a une différence considérable entre les valeurs à l'entrée et à la sortie.

Cette variation était moins importante pour les expériences que nous avions fait avec du sable, car nous avions réalisé le remplissage et la vidange dans une période assez courte.

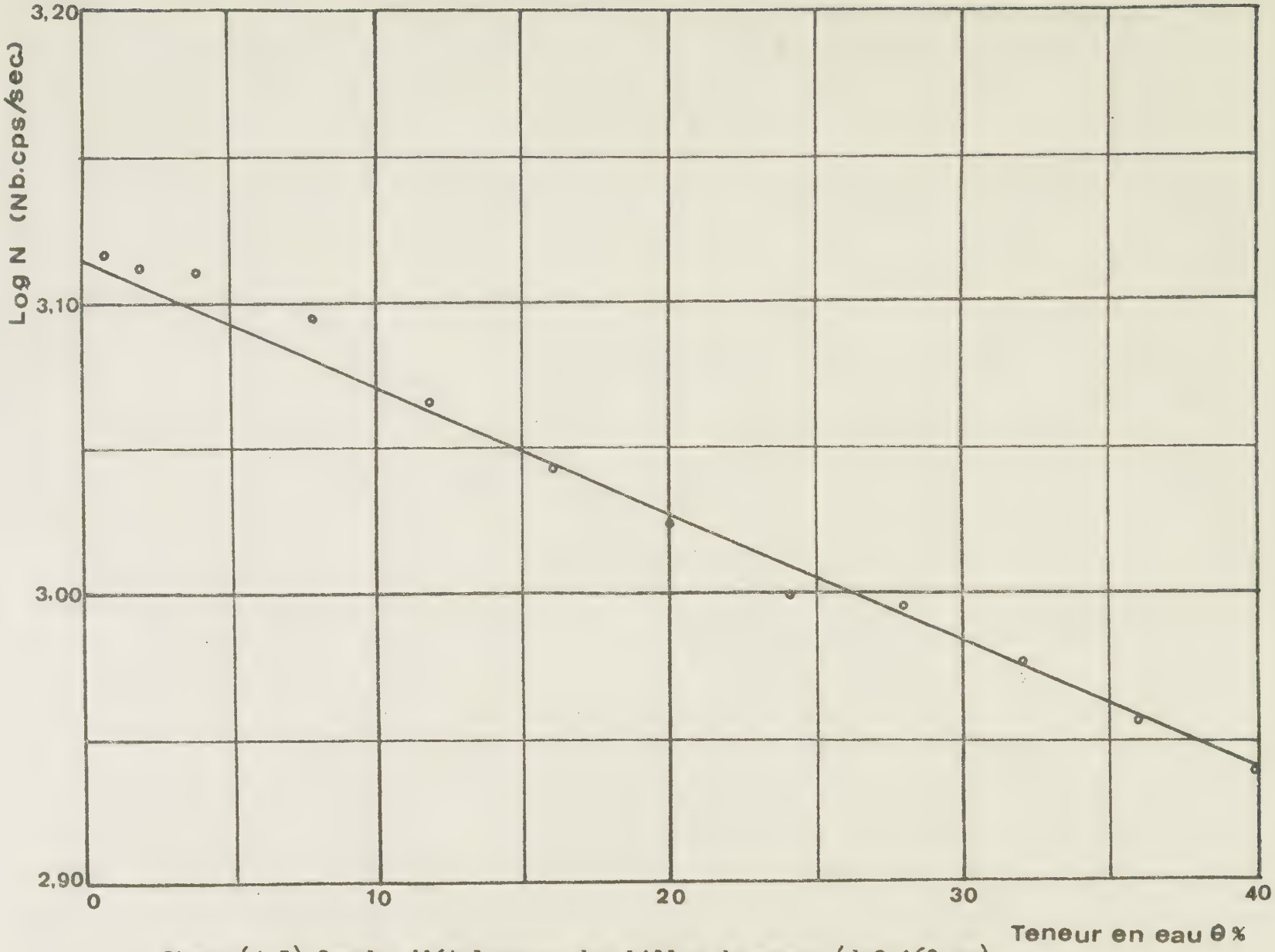
Nous avons négligé tous les phénomènes chimiques au cours des expériences.

Tableau (4.8) - Valeurs de la résistivité

ENTREE			SORTIE		
t°C	ρ cm	$\rho_{18°}$ cm	t° C	ρ cm	$\rho_{18°}$ cm
22	$1,3.10^6$	$1,42.10^6$	19,5	$1,5.10^4$	$1,55.10^4$
19,6	$1,5.10^6$	$1,554.10^6$	20	$7,5.10^4$	$7,85.10^4$
17,1	$1,37.10^6$	$1,34.10^6$	20	$7,2.10^3$	$7,53.10^3$
18,7	$1,5.10^6$	$1,524.10^6$	22,6	$4,4.10^3$	$4,87.10^3$
15,1	$1,9.10^6$	$1,775.10^6$	22	$1,4.10^4$	$1,53.10^4$
19	$1,1.10^6$	$1,124.10^6$	22,4	$8,5.10^3$	$9,36.10^3$
18	$1,5.10^6$	$1,5.10^6$	22,4	$1,2.10^4$	$1,32.10^4$
21,4	$0,82.10^6$	$0,884.10^6$	22,4	$1,5.10^4$	$1,65.10^4$
19;8	$0.82.10^6$	$0,854.10^6$			

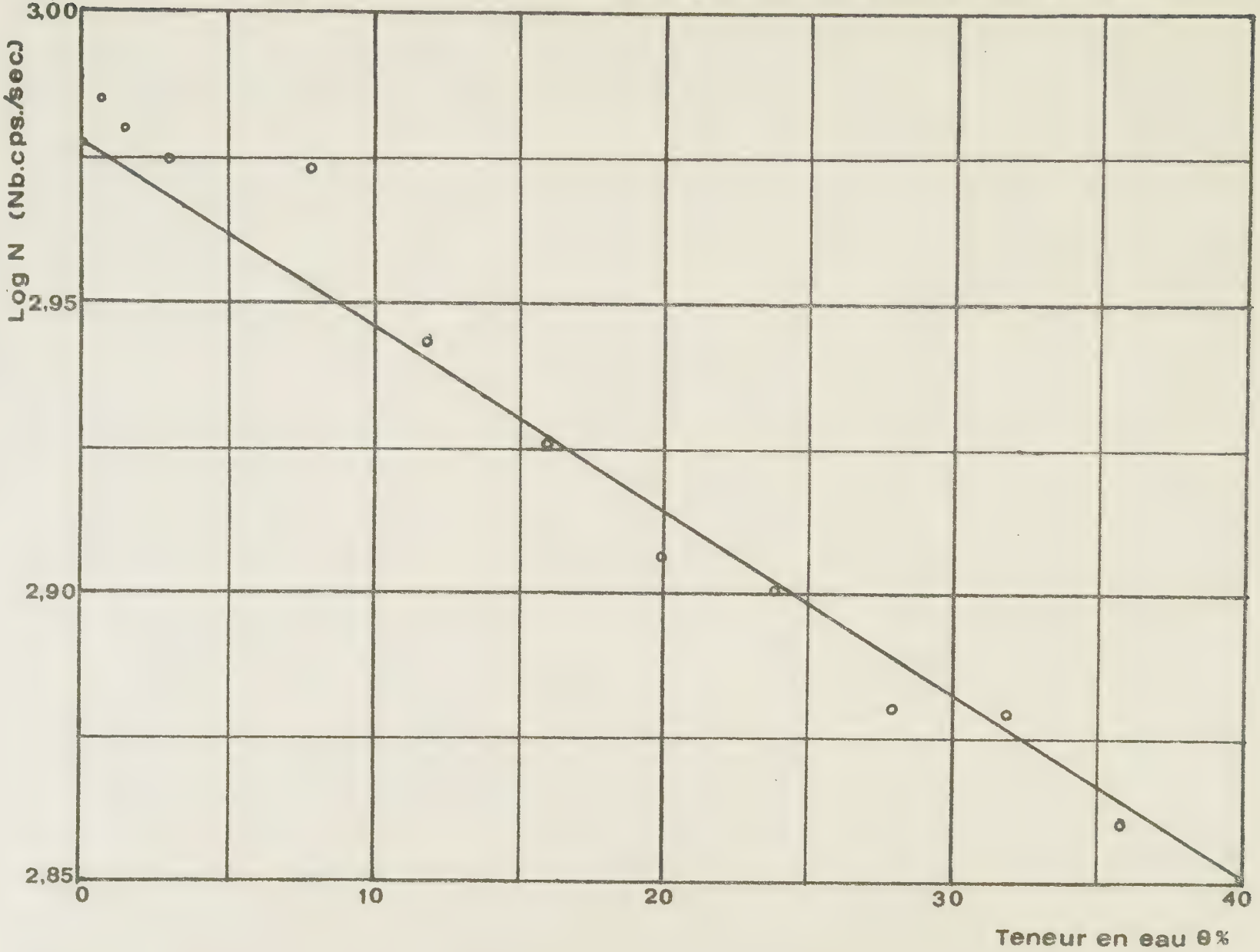
Courbe d'étalonnage. -

On découpe un cylindre de 10 cm de hauteur de la colonne. On ferme la base de ce cylindre. On y introduit 100 cm^3 de billes en verre dont le niveau supérieur est amené à l'horizontale. On marque ce niveau sur la colonne. Les billes ont été séchées à l'étuve à 105°C. On met ce cylindre dans le faisceau de rayons γ et on mesure le nombre de coups qui correspond à une humidité nulle. Puis, on ajoute 1 cm^3 d'eau. On mélange bien l'eau et l'échantillon et on ramène au niveau précédent marqué sur la colonne. On mesure à nouveau le nombre de coups. On continue de même jusqu'à saturation. Le tableau ci-dessous donne les résultats obtenus. On trace ensuite la courbe représentant le logarithme du nombre de coups en fonction de l'humidité (selon la formule 3.10) fig. (4.5) et (4.6).



Figure(4.5) Courbe d'étalonnage des billes de verre (d=0,160 mm)

(Figure (4. 6) - Courbe d'étalonnage des billes de verre (d = 0, 080 mm)



Nous avons observé que pour les faibles humidités, cette méthode n'est pas valable, car le mélange de l'eau et des billes détruit la géométrie du milieu, et maintenir le niveau initial est infiniment difficile. Pour pallier ce défaut, nous avons utilisé la même méthode que pour le sable.

Le tableau (4.9) montre les résultats obtenus pour établir la courbe d'étalonnage.

D'après A. COUCHOT, l'erreur maximum (absolue) que l'on fait au cours de l'expérience, pour une porosité de 40 %, est égale à 1,6 % .

Tableau (4.9) - Valeurs de pour les courbes d'étalonnage (billes de verre)

d = 0,160 mm				d = 0,08 mm			
$V_W cm^3$	%	N n coups/s	écart-type	V_w	%	N n coups/s	écart-type
0	0	1291,4	12,14	0	0	948,81	9,32
1	0,8	1280,0	7,93	1	0,8	966,10	7,12
2,5	2	1273,5	11,1	2	1,6	954,87	8,33
5	4	1270,6	8,83	4	3,2	955,70	7,42
10	8	1244,3	6,751	10	8	940,43	9,3
15	12	1156,2	9,3	15	12	877,8	6,5
20	16	1109,2	14,1	20	16	842,61	8,2
25	20	1064,2	8,47	25	20	806,5	8,18
30	24	1071,4	7,76	30	24	7,945	6,21
35	28	966,1	8,41	35	28	759,30	3,19
40	32	937,6	5,24	40	32	765,7	10
45	36	904,8	9,16	45	36	724,5	5,26
50	40	870,4	10,07	50	40	708,65	4,87

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

- Chapitre V -

RESULTATS DES EXPERIENCES

-:-:-:-:-:-

COLONNE A UNE COUCHE (Sable)

Calcul du volume d'eau écoulée au cours du drainage. -

De la loi de débit de vidange $Q = Q_o \, e^{-\alpha t}$ (4.2), on tire le volume d'eau écoulée

$V_t = \int_o^t Q \, . \, dt$ en substituant la formule (4.2)

$$V_t = Q_o e^{-\alpha t} dt$$

en intégrant, on obtient :

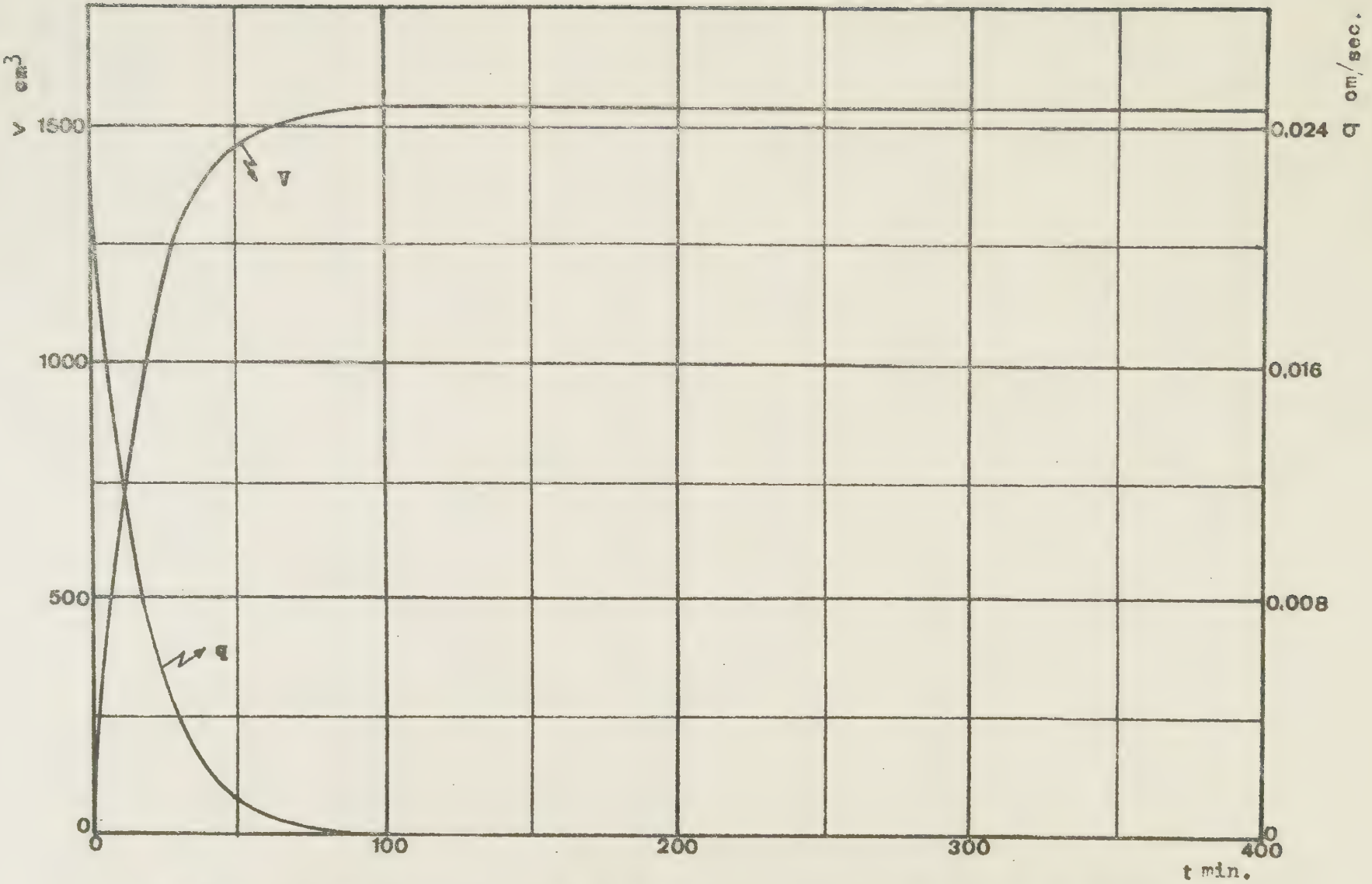
$$V_t = \frac{Q_o}{\alpha} (1 - e^{-\alpha t}) \qquad (5.1)$$

Avec $Q_o = 90 \text{ cm}^3/\text{min}$ et $\alpha = 0,0584 \text{ min}^{-1}$, nous avons calculé le volume d'eau drainé, à des moments différents. Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau(5.1).

Nous avons tracé la courbe représentant la variation du volume d'eau en fonction du temps (figure 5.1).

Tableau (5.1) : Volume d'eau écoulé et débit unitaire.

t_{min}	q cm/sec	V cm^3	t_{min}	q cm/sec	V cm^3	t_{min}	q cm/sec	V cm^3
0	$22,57.10^{-3}$	0	110	$3,65.10^{-5}$	$15,38.10^{-2}$	250	$1,02.10^{-8}$	$15,40.10^{-2}$
10	$12,59.10^{-3}$	$6,82.10^{2}$	120	$2,05.10^{-5}$	$15,39.10^{2}$	275	$2,37.10^{-9}$	$15,40.10^{2}$
20	$7,02.10^{-3}$	$10,61.10^{2}$	130	$1,13.19^{-5}$	$15,39.10^{2}$	300	$5,49.10^{-10}$	$15,40.10^{2}$
30	$3,91.10^{-3}$	$12,73.10^{2}$	140	$6,32.10^{-6}$	$15,40.10^{2}$	325	$1,27.10^{-10}$	$15,40.10^{2}$
40	$2,0.10^{-3}$	$13,91.10^{2}$	150	$3,52.10^{-6}$	$15,40.10^{2}$	350	$2,96.10^{-11}$	$15,40,10^{2}$
50	$2,22.10^{-3}$	$14,57.10^{2}$	160	$1,96.10^{-6}$	$15,40.10^{2}$	375	$6,86.10^{-12}$	$15,40.10^{2}$
60	$6,77.10^{-4}$	$14,94.10^{2}$	170	$1,09.10^{-6}$	$15,40.10^{2}$	400	$1,59.10^{-12}$	$15,40.10^{é}$
70	$3,77.10^{-4}$	$15,14.10^{2}$	180	$6,09.10^{-7}$	$15,40.10^{2}$	425	$3,69.10^{-13}$	$15,40.10^{2}$
80	$2,11.10^{-4}$	$14,27.10^{2}$	190	$3,42.10^{-7}$	$15,40.10^{2}$	450	$8,56.10^{-14}$	$15,40.10^{2}$
90	$1,17.10^{-4}$	$15.32.10^{2}$	200	$1,9.10^{-7}$	$15,40.10^{2}$	475	$2,02.10^{-14}$	$15,40.10^{2}$
100	$6,54.10^{-5}$	$15.36.10^{2}$	225	$4,4.10^{-8}$	$15,40.10^{2}$	500	$4,61.10^{-15}$	$15,40.10^{2}$



Figure(5.1) Volume d'eau drainé et débit unitaire (pour la colonne de sable)

De la même manière, nous avons calculé le débit unitaire de vidange à l'aide de la formule suivante :

$$q_t = \frac{Q}{S} = \frac{Q_o}{S} e^{-\alpha t}$$

avec $Q_o = 90\ cm^3/min$, $\alpha = 0,0584$ et $S = 66,44\ cm^3$ nous pouvons écrire,

$$q_t = 1,3546\ e^{-0,0584\ t} \qquad (5.2)$$

Les résultats sont présentés au tableau (5.1), et nous avons tracé sur le même graphique la variation de débit unitaire de vidange en fonction du temps figure (5.1).

Les résultats des formules (5.1) peuvent être obtenus à partir des courbes $Q = f(t)$ par planimétrage.

Relation entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau ($K = K(\theta)$)

Pour trouver expérimentalement, on utilise la loi de Darcy. Pour les écoulements verticaux en milieux poreux, non saturés :

$$q = -K \left(\frac{\partial H}{\partial Z} + 1\right) \qquad (2.9)$$

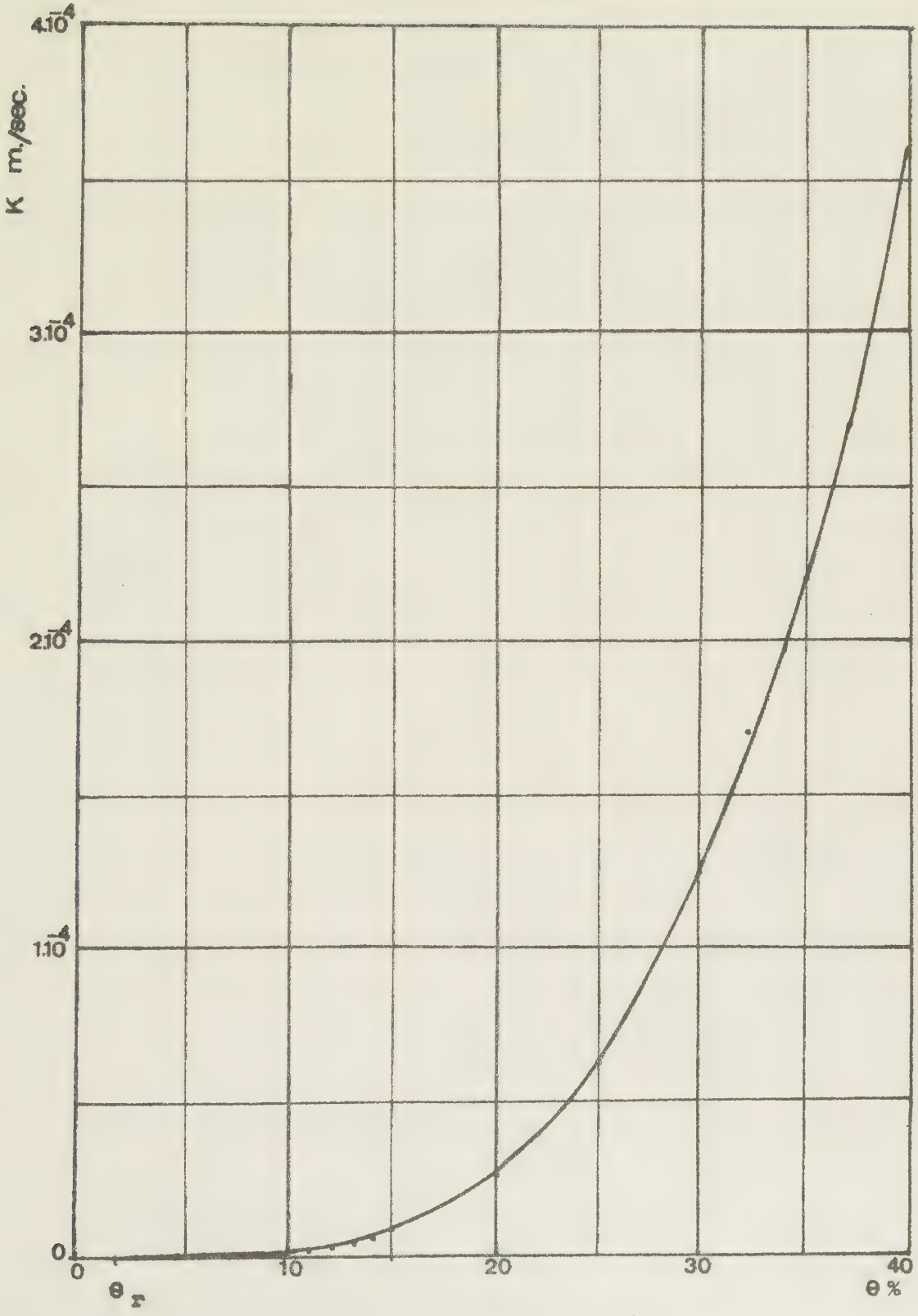
On calcule $q = f(\theta)$ et on mesure les valeurs $\partial H / \partial Z = f(\theta)$ (avec le tensiomètre), d'où on tire $K = f(\theta)$.

De nombreux travaux antérieurs ont montré que cette relation peut s'exprimer par formule empirique de KOZENY modifiée par IRMAY (1954) :

$$K = K_o \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_o\ \theta_r}\right)^n \qquad (5.3)$$

Où, θ représente la teneur en eau, θ_r la teneur en eau résiduelle et θ_o la teneur en eau initiale.

Le tableau (5.2) donne les résultats obtenus à partir de la formule (5.3).



Figure(5.2) K=K(θ) (sable)

Tableau (5.2) : La relation k = f (θ)

θ	K cm/sec	θ	K cm/sec	θ	K cm/sec	K cm/sec
2	0	7	$0,02969.10^{-3}$	12	$0,3359.10^{-3}$	25 $6,208.10^{-3}$
3	$0,000105.10^{-3}$	8	$0,05619.10^{-3}$	13	$0,4700.10^{-3}$	30 $12,260.10^{-3}$
4	$0,001202.10^{-3}$	9	$0,09638.10^{-3}$	14	$0,6371.10^{-3}$	32 $15.71.10^{-3}$
5	$0,0049667.10^{-3}$	10	$0,1538.10^{-3}$	15	$0,8413.10^{-3}$	$21.97.10^{-3}$
6	$0,0136.10^{-3}$	11	$0,2323?10^{-3}$	20	$2,6340.10^{-3}$	$26.99.10^{-3}$

A l'aide de ces résultats, nous avons tracé le graphique de k = k (θ) figure (5.2)

De même, pour trouver la relation entre la diffusion et la teneur en eau, on a besoin des valeurs du potentiel en tout point du milieu en fonction du temps. Cette relation est exprimée par la formule empirique suivante (GARDNER-MAYHUGH, 1958 ; SCOTT-HANKS, 1962, etc...) :

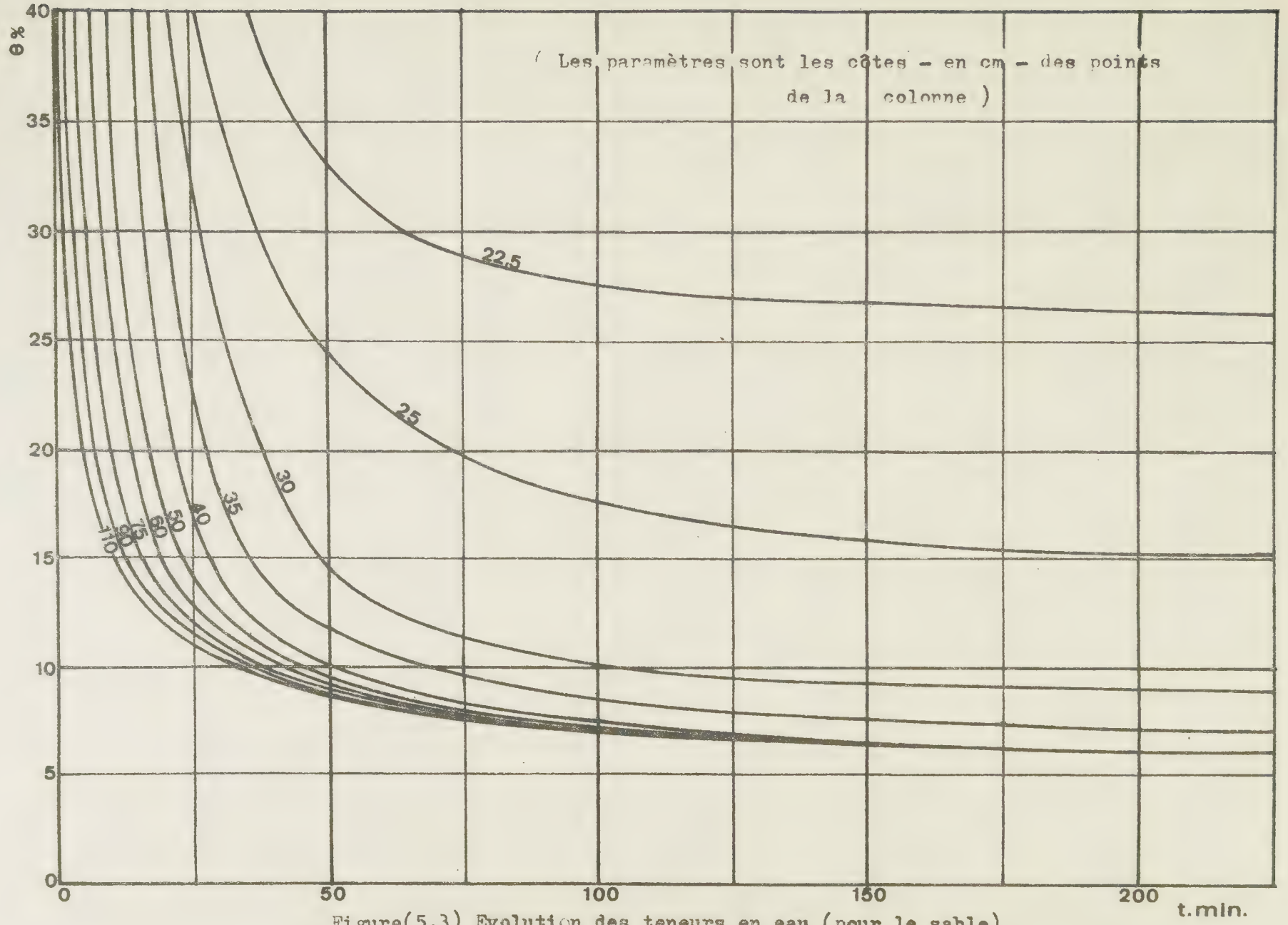
$$D = D_o \left[\exp \beta(\theta - \theta_o) \right] \qquad (5.4)$$

Evolution des teneurs en eau dans différentes sections de la colonne. -

On remplit la colonne d'eau. Puis on mesure l'évolution de la teneur en eau en fonction du temps au cours de la vidange. On répete cette opération tous les 5 cm. Les résultats sont présentés à l'annexe. La figure (5.3) montre l'évolution de la teneur en eau en fonction du temps pour chaque point. Dans cette figure les paramètres sont les côtés de ces points en cm.

Evolution des profils hydriques. -

Des courbes d'évolution des teneurs en eau (θ = f (t)), on tire les valeurs des côtes en fonction de la teneur en eau Z = f (θ). La figure (5.4) représente les résultats obtenus. Les paramètres de



Figure(5.3) Evolution des teneurs en eau (pour le sable)

cette courbe sont les temps en min. Seule la courbe d'équilibre ($z = f(\theta)$ pour $t = \infty$) a été mesurée directement sur la colonne. On laisse vidanger la colonne pendant 20 jours environ (selon le milieu), puis on mesure les valeurs de la teneur en eau tous les 5 cm comme précédemment. On obtient ainsi la courbe d'équilibre. Les résultats sont portés au tableau (5.3).

Etude de la vitesse d'écoulement. -

A l'aide des courbes précédentes, on construit un graphique en partant les valeurs du temps (t) en abscisse et des cotes (Z) en ordonnées. On trace une série de courbes pour les différentes valeurs de la teneur en eau (θ). figure (5.6).

La vitesse de l'écoulement pour une valeur de θ étant donnée par $v = dZ / dt$. On calcule facilement cette vitesse par la pente de ces courbes. Le tableau (5.4) donne les valeurs de la vitesse pour les différents points en fonction de la teneur en eau. Et la figure (5.7) montre les courbes obtenues à l'aide des résultats du tableau (5.4).

Etude des débits unitaires. -

Nous avons ici utilisé la méthode appliquée par G. VACHAUD (1966). La relation entre les débits unitaires et les teneurs en eau est donnée par l'équation de continuité d'un écoulement unidimensionnel dans un milieu poreux non saturé.

$$\frac{\partial q}{\partial Z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \qquad (5.5)$$

De même pour une valeur de la teneur en eau donnée θ_n, on peut écrire :

$$d\theta = \frac{\partial \theta}{\partial Z} dZ + \frac{\partial \theta}{\partial t} dt = 0 \qquad (5.6)$$

d'où

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{dZ}{dt} \frac{\partial \theta}{\partial Z} \qquad (5.7)$$

Tableau(5.3) Valeurs de θ pour les courbes d'equilibre

Z_{cm}	θ %
0	40,00
5	39,24
10	40,19
15	40,00
20	29,08
25	11,70
30	6,00
35	3,60
40	2,50
45	2,10
50	2,00
55	2,00
60	2,00
65	2,00
70	2,00
75	2,00
80	2,00
85	2,00
90	2,00
95	2,00
100	2,00
105	2,00
110	2,00
115	2,00
120	2,00

sable

Z_{cm}	θ %
0	40,00
5	39,50
10	39,86
15	40,10
20	40,00
25	39,74
30	40,14
35	40,21
40	39,81
45	40,00
50	39,62
55	25,92
60	19,00

billes de verre d=o,o8 mm

Z_{cm}	θ %
0	40,00
5	40,00
10	39,25
15	39,76
20	40,19
25	40,06
30	28,48
35	16,96
40	12,00
45	9,28
50	8,64
55	8,16
60	7,84
65	7,70
70	7,50
71	40,00
75	36,00
80	27,20
85	21,44
90	15,00
95	12,50
100	8,32
105	6,40
110	5,32
115	4,50
120	3,70
125	3,70
130	3,70

billes de verre (deux couches)

θ_r , teneur en eau résiduelle

θ_o , teneur en eau à la circulation

h_e , hauteur capillaire

Pour la colonne de sable :

$\theta_o \simeq 40$ %

$\theta_r \simeq 2$ %

$h_e \simeq 19,80$ cm

Pour la colonne de billes de verre :

a) Deux colonnes ensemble

$\theta_o \simeq 40$ %

$\theta_r = 3,70$ % (pour d = 0,080 mm)

$h_e = 3,4$ cm " "

$\theta_r = 7,5$ % " d = 0,160

$h_e = 26,40$ cm " "

b) Pour la deuxième couche (d=0,080 mm)

$\theta_o = 40$ %

$\theta_r = 19$ %

$h_e = 49,25$ cm

La combinaison de l'équation (5.5) avec l'équation (5.7) nous donne :

$$\frac{\partial q}{\partial Z} = - \frac{dZ}{dt} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial Z} \qquad (5.8)$$

Les valeurs de dZ / dt représentent la vitesse qui peut être calculée à partir de la figure (5.6). Donc nous pouvons écrire :

$$\frac{\partial q}{\partial Z} = -v \frac{\partial \theta}{\partial Z} \qquad (5.9)$$

L'intégration de cette féquation donne :

$$q_{K+1} - q_K = v_m \ (\theta_{K+1} - \theta_K) \qquad (5.10)$$

Où :

$$v_m = (v_{K+1} + v_K) / 2$$

En prenant un intervalle de teneur en eau de 1 %, on peut calculer la différence de débit unitaire entre deux instants donnés.

On peut calculer les valeurs du débit unitaire de deux manières :

- Soit à partir du débit unitaire total en admettant que c'est q_{K+1}, on tire q_K de l'équation (5.10).

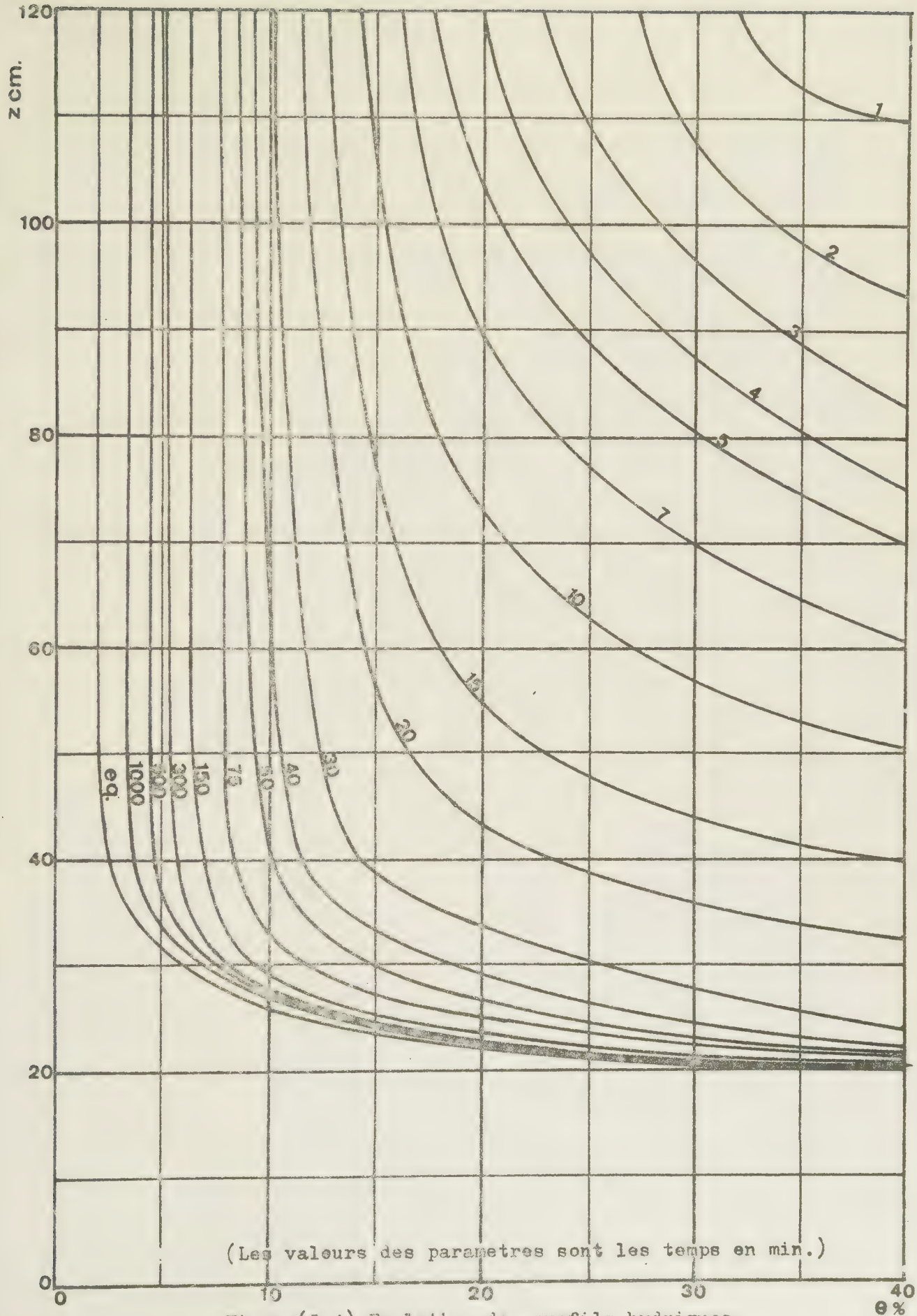
- Soit on peut admettre qu'il n'y a plus d'acoulement, quand la teneur en eau est égale à la teneur en eau résiduelle, donc $q = 0$. A partir de cet instant en ajoutant les valeurs calculées à l'aide de la formule (5.10), on obtient les valeurs du débit unitaire.

Le tableau (5.5) donne les résultats obtenus.

Relation entre les valeurs $\partial\theta/\partial Z$ et les valeurs $\partial\theta/\partial t$

Nous sommes partis de deux idées, l'une physiques, l'autre mathématique.

- Mathématiquement, s'il existe réellement une ou plusieurs

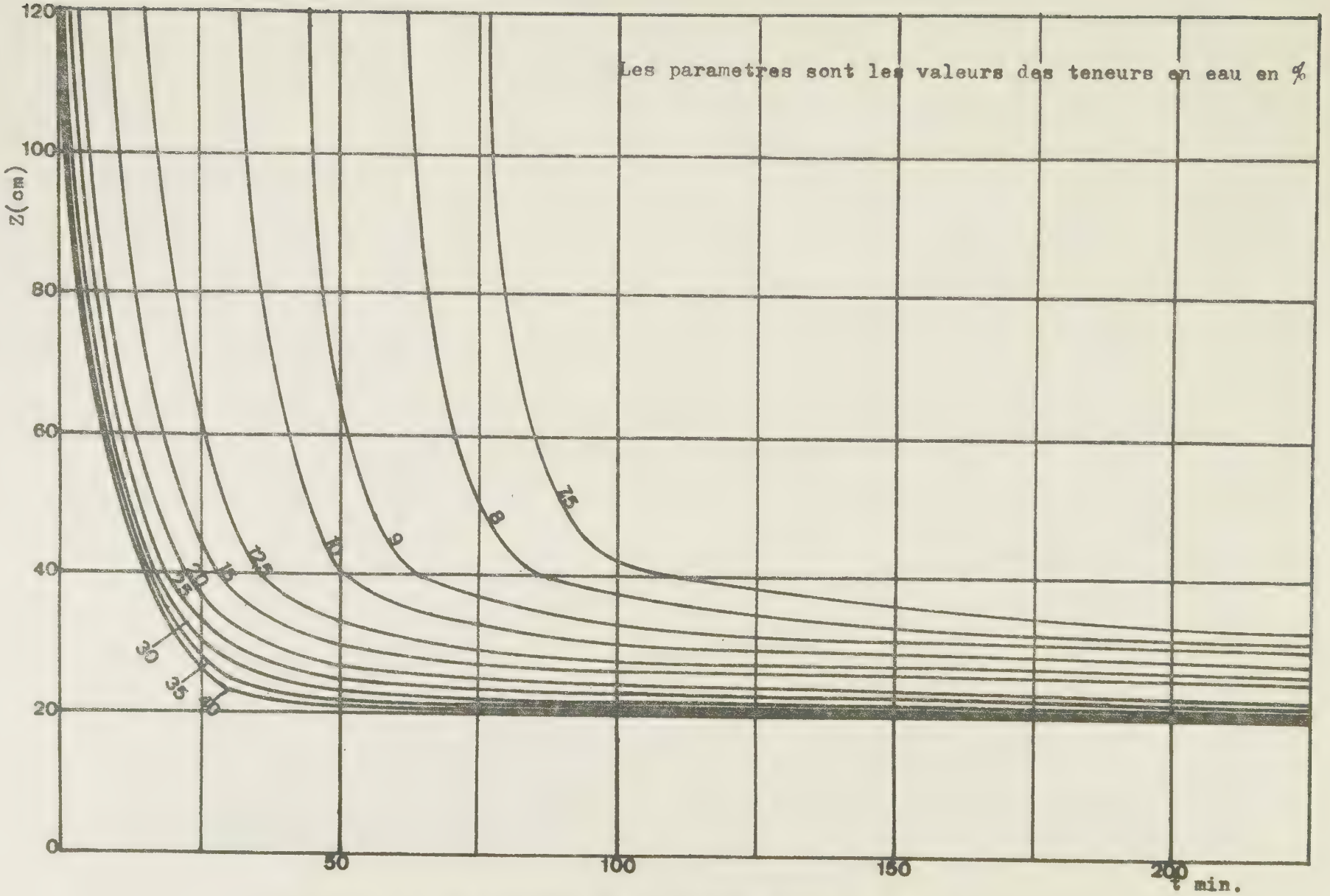


(Les valeurs des parametres sont les temps en min.)

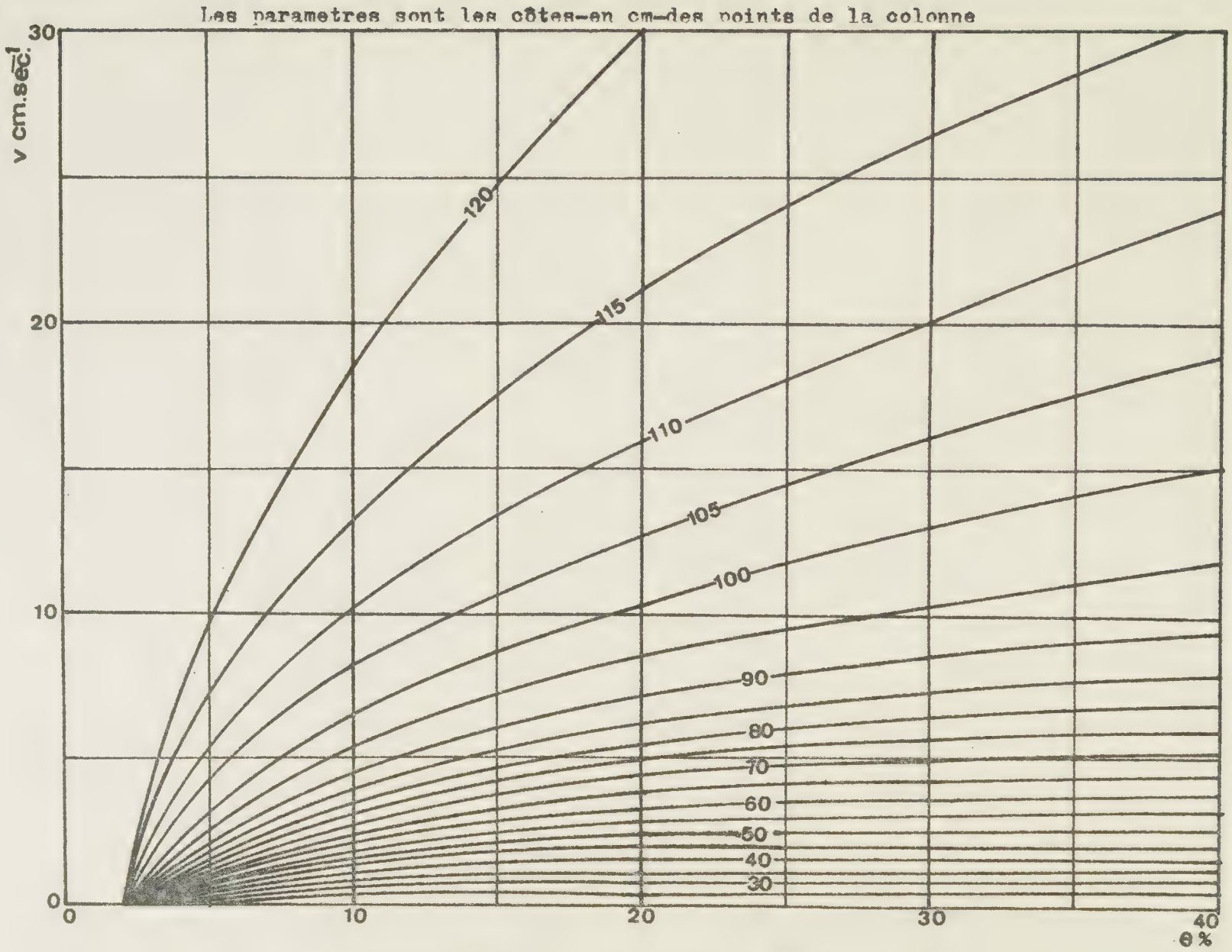
Figure(5.4) Evolution des profils hydriques.
(pour le sable)

Z / θ	120	115	110	105	100	95	90	85	80	75	70	65	60	55	50	45	40	35	30	25
40	38,50	30,50	24,10	19,00	15,20	11,90	9,45	8,10	7,10	6,10	5,25	4,50	3,80	3,20	2,65	2,10	1,70	1,20	0,80	0,40
35	37,20	28,70	22,10	17,65	14,20	11,00	9,00	7,85	6,90	5,95	5,10	4,35	3,75	3,15	2,60	2,10	1,60	1,20	0,80	0,40
30	35,45	26,40	20,20	16,20	13,15	10,40	8,60	7,40	6,55	5,70	4,90	4,20	4,60	3,05	2,55	2,05	1,60	1,20	0,80	0,40
25	33,20	24,10	18,15	14,35	11,65	9,60	8,10	7,00	6,20	5,45	4,70	4,10	3,50	3,00	2,50	2,00	1,60	1,20	0,80	0,40
20	29,80	21,05	16,00	12,65	10,40	10,70	7,35	6,30	5,60	5,05	5,45	3,80	3,25	2,80	2,40	1,90	1,55	1,10	0,70	0,30
15	25,00	17,60	13,50	10,70	8,75	7,35	6,25	5,50	4,80	4,25	3,80	3,25	2,90	2,45	2,10	1,70	1,35	1,00	0,60	0,20
12,5	21,95	15,35	12,00	9,60	7,80	6,50	5,50	4,75	4,80	3,70	3,25	2,80	2,50	2,15	1,80	1,50	1,20	0,90	0,55	0,20
10	18,50	13,15	10,30	8,20	6,55	5,40	4,55	3,90	3,50	3,10	2,75	2,35	2,05	1,80	1,55	1,25	1,00	0,80	0,50	0,17
7,5	14,65	10,70	8,70	6,40	5,05	4,10	3,60	2,85	2,70	2,35	2,05	1,75	1,60	1,30	1,10	0,95	0,75	0,60	0,45	0,15
5	10,00	7,35	5,40	4,25	3,20	2,50	2,20	1,85	1,65	1,60	1,25	1,05	0,95	0,75	0,60	0,55	0,40	0,30	0,25	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau (5.4) : valeurs de vitesse



Figure(5.6) Les courbes des relations Z=f(t) (pour le sable)



Figure(5.7).Courbes des vitesses d'écoulement.
(pour le sable)

relations entre θ , H, z et t il doit être possible d'éliminer l'un de ces paramètres en utilisant les différentielles totales de ces relations, qui doivent fournir avec les relations de base un système compatible. Nous avons alors entrepris l'étude sur l'hypothèse la plus simple en cherchant à éliminer H (potentiel capillaire).

- Physiquement, le moteur de l'évolution de l'humidité, à notre sens, doit tenir compte, s'il ne dépend pas que de cette grandeur, de la différence entre le gradient instantané d'humidité et le gradient d'humidité à l'équilibre.

On considère une petite portion de la colonne comprise entre deux côtes Z_1 et Z_2. Au cours du drainage, on mesure les valeurs de la teneur en eau au temps t_1 et t_2 aux deux points Z_1 et Z_2.

Si on appelle A la valeur $\partial\theta/\partial t$ et B la valeur $\partial\theta/\partial Z-(\partial\theta/\partial Z)_{éq.}$

Pour cette petite tranche, on peut calculer A et B par la méthode des différences finies.

	Z_1	Z_2
t_1	θ_1	θ_2
t_2	θ_1	θ_2

$$A = \frac{(\theta_1+\theta_2)_{t=t1}-(\theta_1+\theta_2)_{t=t2}}{2(t_2-t_1)}$$

$$B=\left[\left(\frac{\partial\theta}{\partial Z}\right)_{Z=Z_1}+\left(\frac{\partial\theta}{\partial Z}\right)_{Z=Z_2}\right]_{t=t_1}+\left[\left(\frac{\partial\theta}{\partial Z}\right)_{Z=Z_1}+\left(\frac{\partial\theta}{\partial Z}\right)_{Z=Z_2}\right]_{t=t2}-2\left[\left(\frac{\partial\theta}{\partial Z}\right)_{Z=Z_2}+\left(\frac{\partial\theta}{\partial Z}\right)_{Z=Z_2}\right]_{éq.}$$

Les valeurs A peuvent se calculer à l'aide de la figure (5.3) représentant l'évolution des teneurs en eau, et les valeurs B à l'aide des courbes des profils hydriques (fig. 5.4).

Tableau (5.5) : Valeurs de débit unitaire

θ	t = 0		t = 5		t = 10		t = 20		t = 30		t = 40		t = 50		t = 75	
	v	q	v	q	v	q	v	q	v	q	v	q	v	q	v	q
40	38,30	1,351	3,05	0,966	2,80	0,755	1,20	0,421	0,580	0,235	0,248	0,120	0,050	0,0730	0,015	0,01600
38			5,15	0,865	2,90	0,697	1,20	0,397	0,585	0,223	0,249	0,115	0,054	0,0719	0,018	0,0157
36			5,35	0,761	2,95	0,638	1,20	0,373	0,595	0,211	0,251	0,110	0,061	0,707	0,019	0,0153
34			5,60	0,651	3,00	0,578	1,20	0,349	0,605	0,199	0,255	0,105	0,067	0,694	0,020	0,0149
32			5,90	0,536	3,10	0,517	1,22	0,325	0,620	0,187	0,259	0,100	0,075	0,0680	0,021	0,0145
30			6,25	0,415	3,25	0,453	1,25	0,300	0,640	0,174	0,255	0,095	0,085	0,0664	0,023	0,0141
28			6,72	0,285	3,40	0,386	1,36	0,274	0,675	0,161	0,278	0,089	0,095	0,0646	0,025	0,0136
26			7,30	0,145	3,60	0,316	1,45	0,246	0,735	0,157	0,300	0,074	0,107	0,0626	0,027	0,0131
24			8,05	-0,009	3,85	0,241	1,57	0,216	0,815	0,131	0,345	0,067	0,119	0,0603	0,029	0,0125
22					4,25	0,160	1,72	0,183	0,910	0,114	0,360	0,060	0,135	0,0578	0,031	0,0119
20					4,80	0,069	1,90	0,147	1,015	0,095	0,408	0,052	0,153	0,0549	0,033	0,0113
19					5,22	0,019	2,00	0,127	1,070	0,085	0,343	0,048	0,161	0,0533	0,034	0,0110
18							2,15	0,106	1,130	0,074	0,466	0,043	0,174	0,0516	0,035	0,0106
17							2,33	0,084	1,190	0,062	0,500	0,039	0,183	0,0498	0,037	0,0103
16							2,60	0,059	1,250	0,050	0,545	0,033	0,198	0,0480	0,040	0,0099
15							2,91	0,031	1,320	0,037	0,600	0,028	0,210	0,0460	0,045	0,0094
14							3,55	-0,001	1,440	0,023	0,660	0,021	0,226	0,0438	0,053	0,0089
13									1,510	0,008	0,742	0,014	0,250	0,0414	0,062	0,0084
12									1,600	-0,008	0,840	0,065	0,350	0,0384	0,075	0,0077
11											1,050	-0,030	0,530	0,0340	0,100	0,0068
10													0,800	0,0273	0,120	0,057
9													1,30	0,0168	0,225	0,040
8															0,300	-0,0037

θ = % (cm^3/cm^3)

t = minute

v = cm/minute

q = cm/ minute

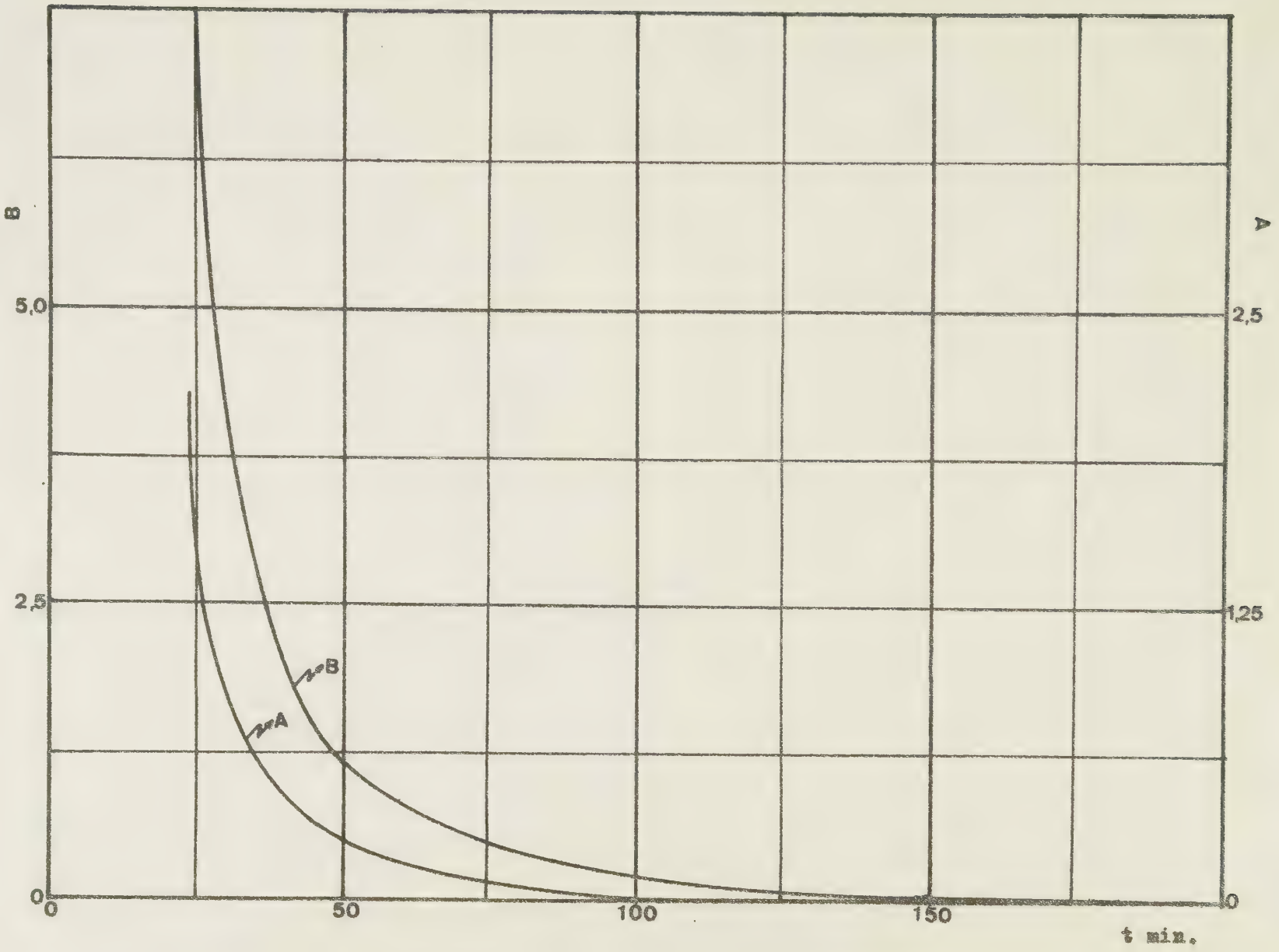


Figure (5.8) Relation A,B =f(t)

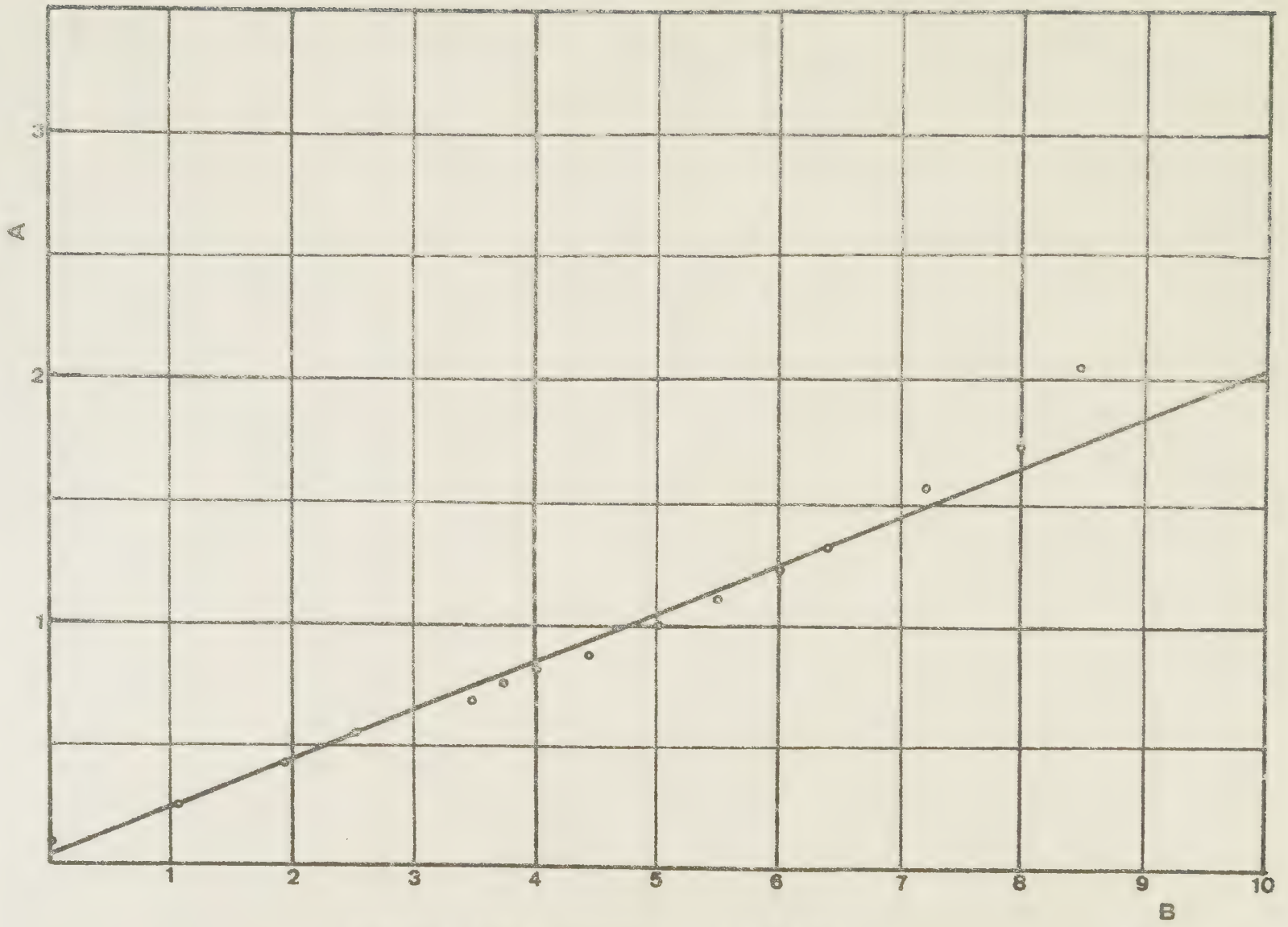


Figure (5.9) Relation A = f (B)

Pour étudier cette relation, nous avons fait le calcul pour une tranche comprise entre Z_1 = 30 cm et Z_2 = 35 cm.

On reporte sur un graphique les valeurs de A et B en fonction du temps. Figure (5.8). Dans ce calcul, les valeurs de Z sont exprimées en cm, les valeurs de θ en % et les valeurs de t en min.

De même, on porte sur un graphique les valeurs de B en abscisses et les valeurs de A en ordonnées. On obtient ainsi une droite figure 5.9). Cette droite est de la forme y = ax.

La valeur de B dans l'équation(5.11) n'est pas autre chose que $(\partial\theta/\partial Z) - (\partial\theta/\partial Z)_{\text{équilibre}}$ pour un point donné. Les valeurs de $\partial\theta/\partial Z$ équilibre) sont des constantes.

Nous avons calculé, pour des tranches de colonne de 5 cm de haut, les valeurs de $(\partial\theta/\partial t)$ et $(\partial\theta/\partial Z)$, à l'aide d'un ordinateur IBM 360-44 utilisant le langage Fortran IV (voir annexe). Nous avons constaté qu'entre ces différentes valeurs, il existe une relation linéaire de la forme $(\partial\theta/\partial Z) = a(\partial\theta/\partial Z) + b$, sauf pour les points proches de la zone saturée.

Nous pouvons écrire la formule (5.11) :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = a\frac{\partial}{\partial Z}(\theta - \theta_{éq}) \qquad (5.12)$$

D'autre part, l'équation de la diffusion est :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z}\left(K\frac{\partial H}{\partial\theta}\cdot\frac{\partial\theta}{\partial Z} + K\right) \qquad (5.27)$$

En identifiant les équations (5.12) et (2.7), nous pouvons écrire :

$$\frac{\partial H}{\partial\theta} = \left[a(\theta - \theta_{éq}) - K\right] / K\frac{\partial\theta}{\partial Z} \qquad (5,14)$$

L'équation (5.14) donne une relation entre les valeurs du gradient du potentiel et le coefficient a.

Nous sommes assez loin de l'application pratique de cette relation, cependant l'existence de cette relation est intéressante.

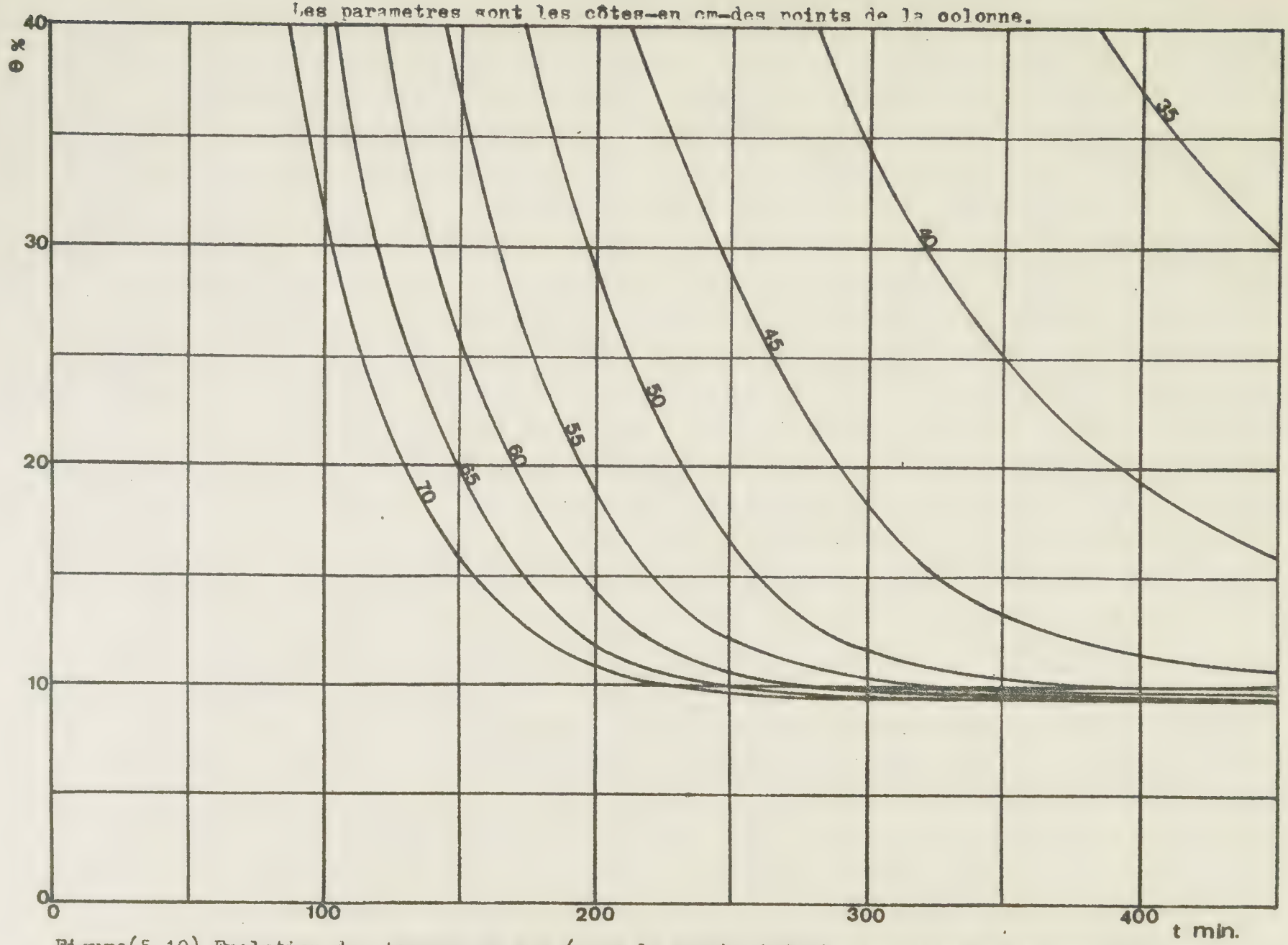
COLONNE A DEUX COUCHES (Billes en verre).-

Comme pour la colonne monocouche, nous avons déterminé l'évolution de la teneur en eau en fonction du temps tous les 5 cm pour chacune des deux couches.

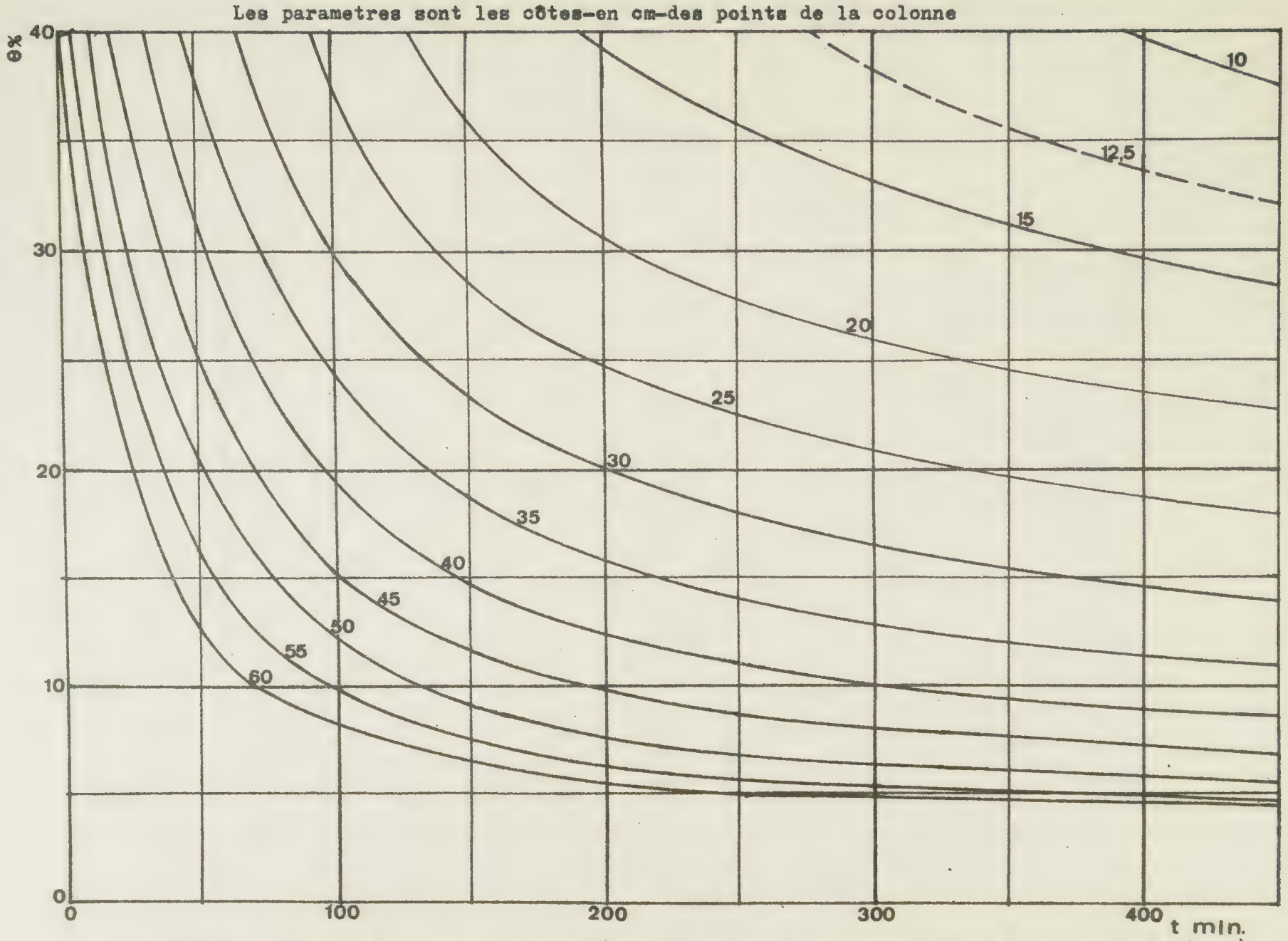
La figure (5.10) montre les courbes obtenues pour la couche inférieure, et la figure (5.11) celles de la couche supérieure. Dans la figure (5.11), nous avons décalé l'origine d'une hauteur égale à l'épaisseur de la couche inférieure (71 cm).

A l'aide de ces couches nous avons tracé les profils hydriques en portant les côtes (Z) en ordonnées et les teneurs en eau (θ) en abscisses. Les figures (5.12) et (5.13) montrent les résultats obtenus pour la première et la deuxième couche.

Il était intéressant d'étudier les courbes d'équilibre sur cette colonne à deux couches après une vidange parfaite (environ 3 semaines). La figure (5.14) montre les courbes obtenues . A et A' sont les courbes d'équilibre que l'on obtient quand on fait la vidange à la base de la



Figure(5.10) Evolution des teneurs en eau (pour la couche inferieure-billes de verre-d-0,160mm.



Figure(5.11) Evolution des teneurs en eau (pour la couche supérieure-billes de verre- d=0,080mm)

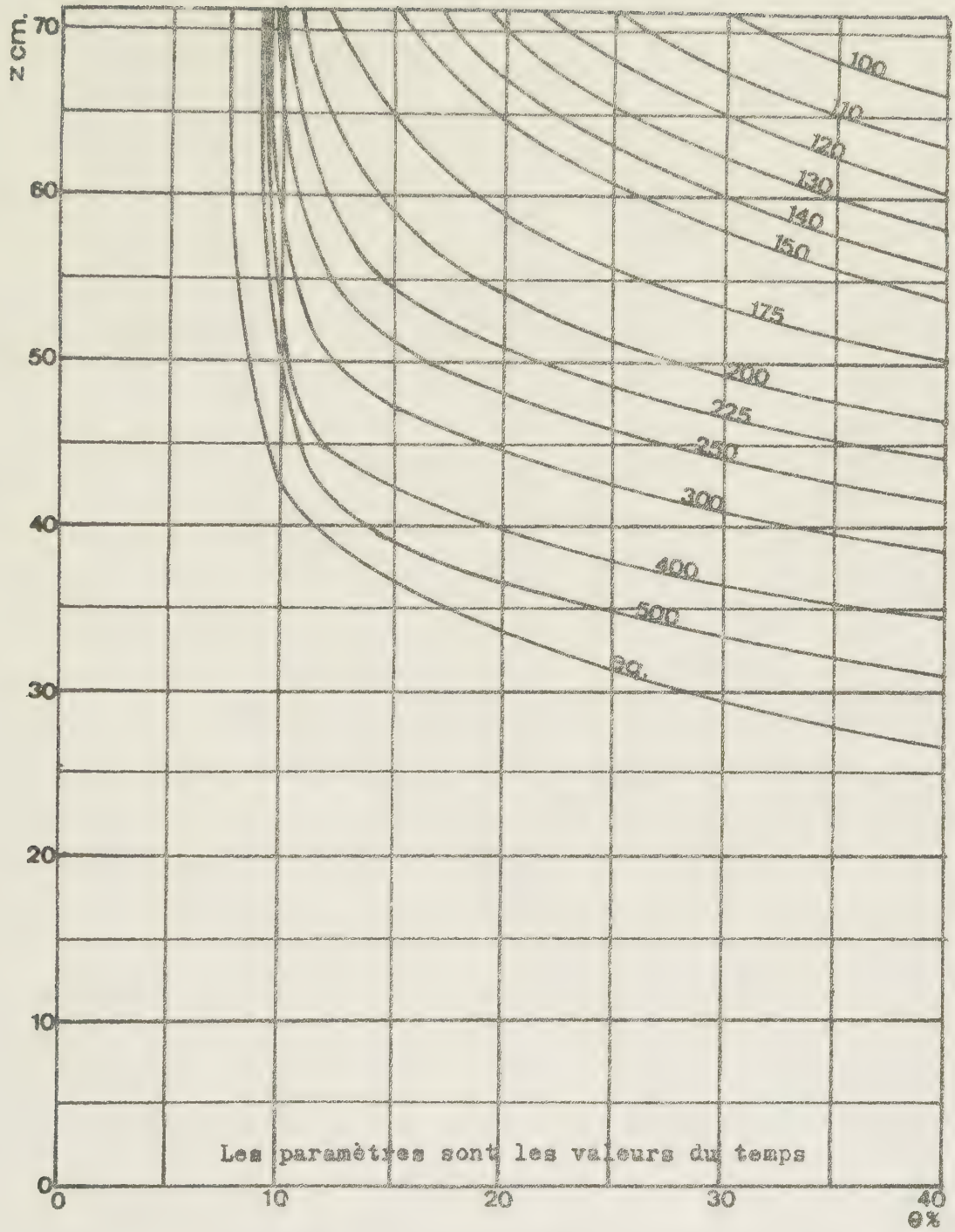


Figure (5.12) Evolution des profils hydriques de la couche inférieure (d = 0,160 mm)

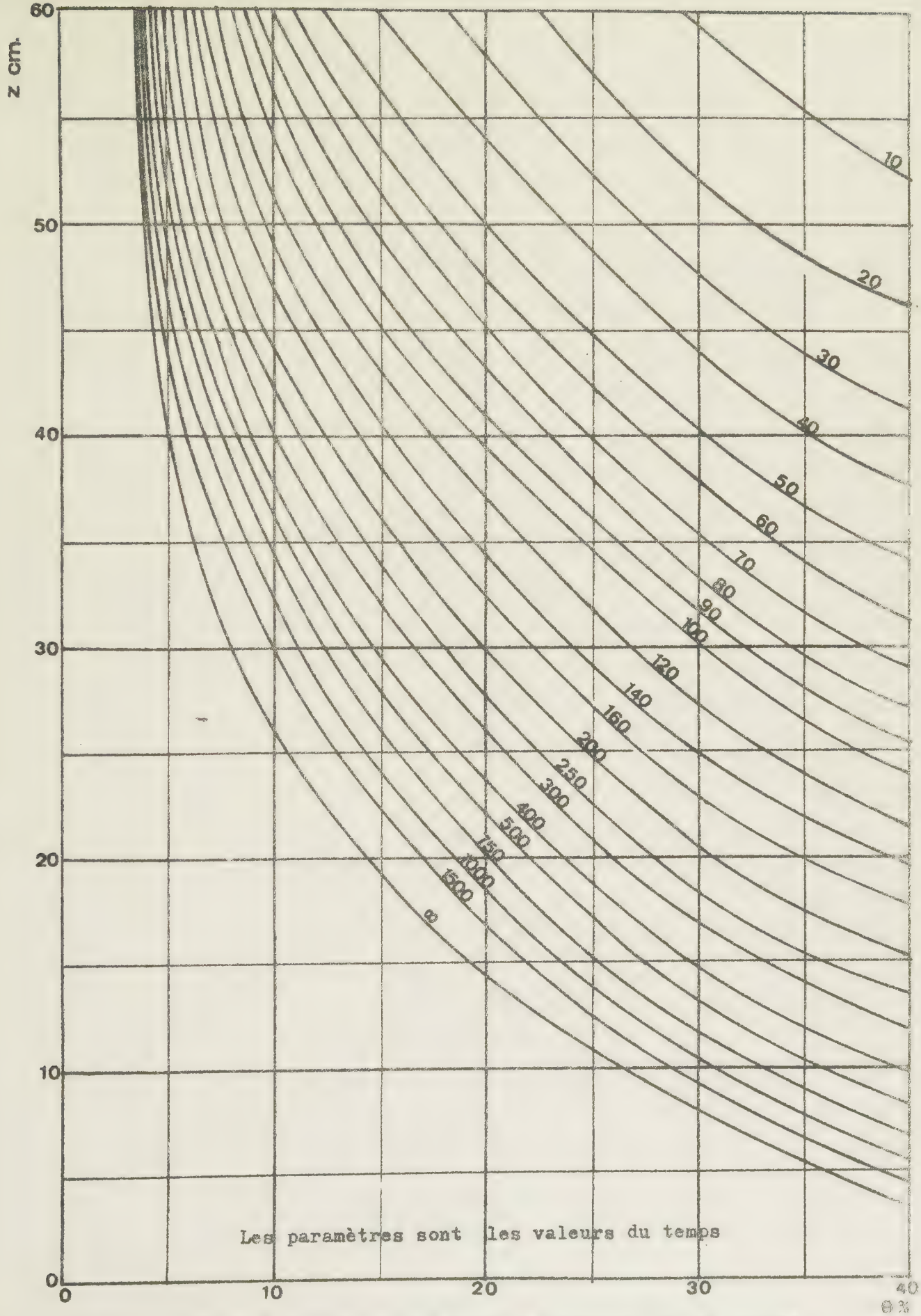


Figure (5.13) Evolution des profils hydriques de la couche supérieure (d = 0,080 mm)

colonne (niveau Δ_1) si l'on fait cette vidange à partir de la limite des deux couches (niveau Δ_2) on obtient la courbe B.

Nous avons constaté que pour une vidange au niveau de Δ_1 nous avons une hauteur capillaire de $h_e = 26,40$ cm dans la couche inférieure, et une hauteur $h'_e = 3,4$ cm dans la couche supérieure.

Si l'on fait la vidange au niveau Δ_2, la hauteur capillaire dans la couche supérieure est $h''_é = 49,25$ cm. On constate que la couche supérieure formée de petites billes a, à l'équilibre, une grande valeur de succion (la force capillaire) pour la vidange au niveau de Δ_2. Lors de la vidange au niveau Δ_1, le potentiel capillaire de la couche inférieure n'est pas suffisant pour attirer toute l'eau de la couche supérieure. C'est pour cela que l'on constate qu'il existe à la base de la couche supérieure, une zone de 3,40 cm de hauteur qui est toujours saturée. Cela provoque une discontinuité dans les courbes d'équilibre A et A'. Ce phénomène que nous avons constaté, permet d'expliquer les discontinuités que l'on trouve dans les courbes de la sonde à neutrons, quand on l'utilise dans un milieu hétérogène.

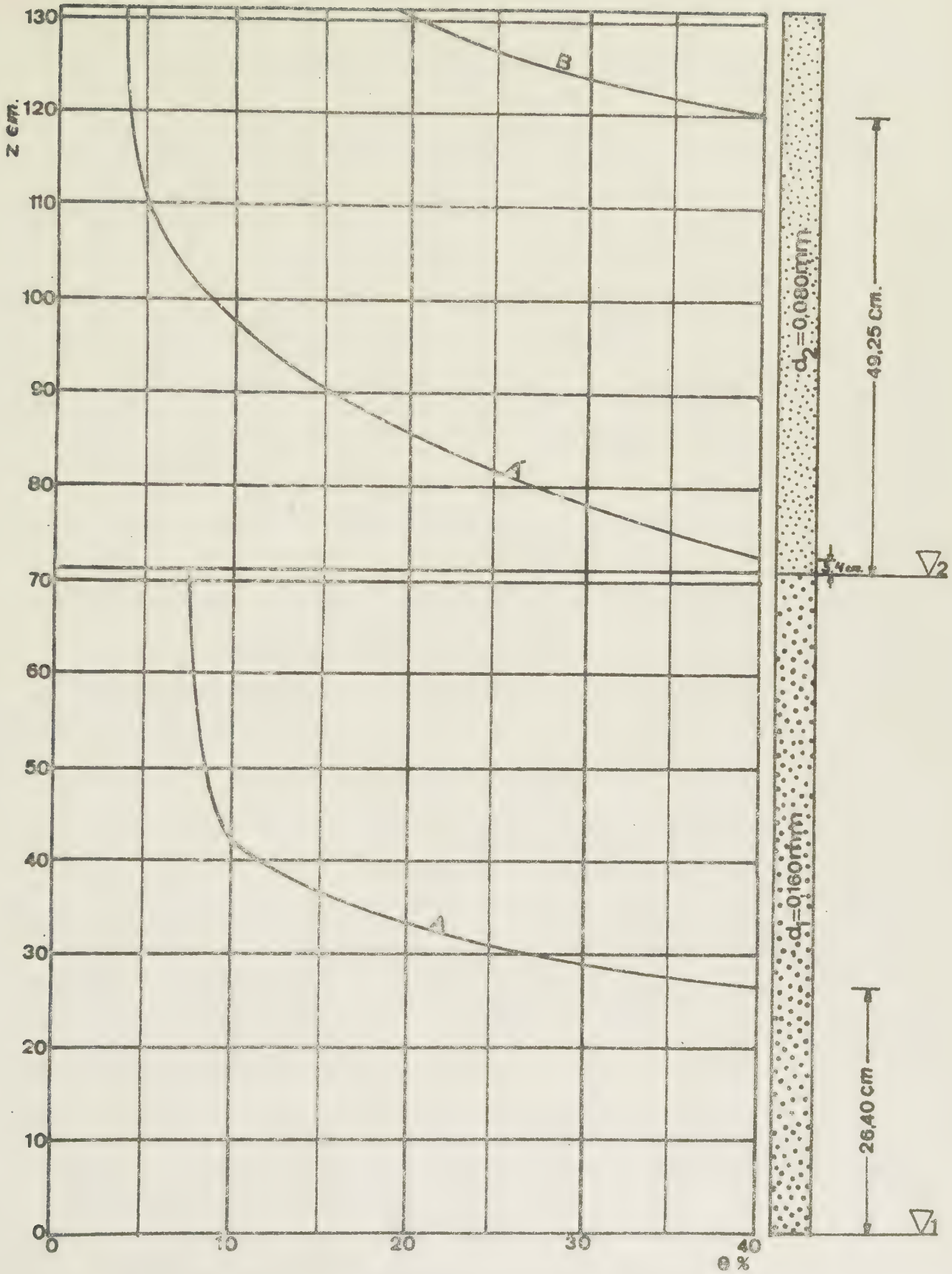
A partir des courbes d'équilibre, nous pouvons calculer le coefficient d'emmagasinement en appliquant la formule suivante :

$$S = \frac{\int_0^{Z_1} s\,(\theta_0 - \theta_*)\,dH_A}{s.Z_1} \qquad \text{ou bien}$$

$$S = \frac{\int_0^{Z_1} (\theta_0 - \theta_*)\,dH_A}{Z_1} \qquad (5.15)$$

La formule (5.15) donne la valeur du coefficient d'emmagasinement pour la vidange jusqu'au niveau Δ_2. Lorsqu'on fait une vidange jusqu'au niveau Δ_1, nous pouvons écrire :

$$S = \frac{\int_0^{Z_1} (\theta_0 - \theta_{*1})\,dH_A + Z_1 \int_{Z_1}^{Z_2} (\theta_0 - \theta_*)\,dH_A}{Z_1 + Z_2} \qquad (5.16)$$



Figure(5.14) Courbes d'équilibre des deux couches (billes de verre)

Dans les équations (5.15) et (5.16), les valeurs de $\int_{Z_1}^{Z_2} (\theta_o - \theta_{*2})\, dH_A$ et la valeur $\int_{o}^{Z_1} (\theta_o - \theta_{*1})\, dH_A$ sont calculées facilement à partir de la figure (5.12) par le planimétrage. D'après les calculs nous avons trouvé :

S = 2,27 % (pour la couche supérieure)

S = 21,69 % (pour les deux couches)

On voit facilement que le coefficient d'emmagasinement d'un milieu hétérogène, n'est pas la moyenne des coefficients d'emmagasinement de chaque couche. Il est supérieur à cette moyenne.

Bien que la couche supérieure ait une hauteur et une perméabilité inférieures à celles de la couche sous-jacente ($K_1 = 3.7.10^{-4}$ m/sec $H_1 = 71$ cm ; $K_2 = 1.4.10^{-5}$ m/sec et $H_2 = 60$ cm), la plus grande partie du volume d'eau qui s'écoule de la colonne, provient de la couche supérieure. Dans notre expérience 56,5 % du volume d'eau provient de la couche supérieure et 43,5 % de la couche inférieure. Ce phénomène explique l'importance de l'effet de drainance.

Pour limiter au maximum les erreurs sur le coefficient d'emmagasinement, on doit d'abord établir les courbes d'équilibre. Mais il se produit dans ces courbes un phénomène d'hystérésis : la courbe d'équilibre pour l'humidification ne coïncide pas avec la courbe d'équilibre que l'on obtient à la suite d'une vidange parfaite. On aura donc une différence dans la mesure du coefficient d'emmagasinement suivant qu'on le mesure en période humide (humidification-crue) ou en période sèche (drainage-étiage).

Nous avons tracé précédemment les courbes qui représentent $Z = f(t)$ pour les différentes valeurs de la teneur en eau(fig (5.15 et 5;16)).

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

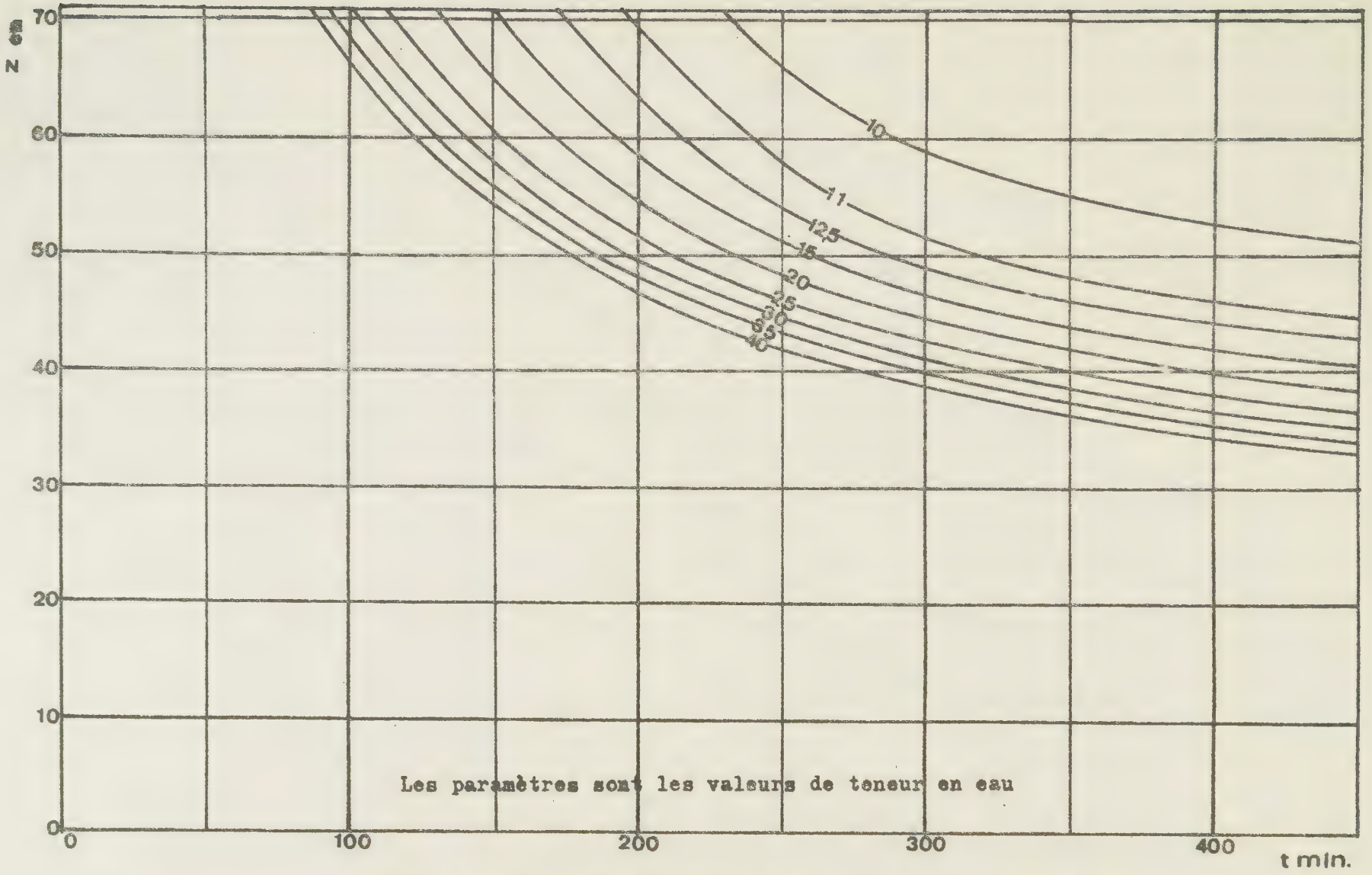


Figure (5.15) Relation Z = f (t) pour la couche inférieure

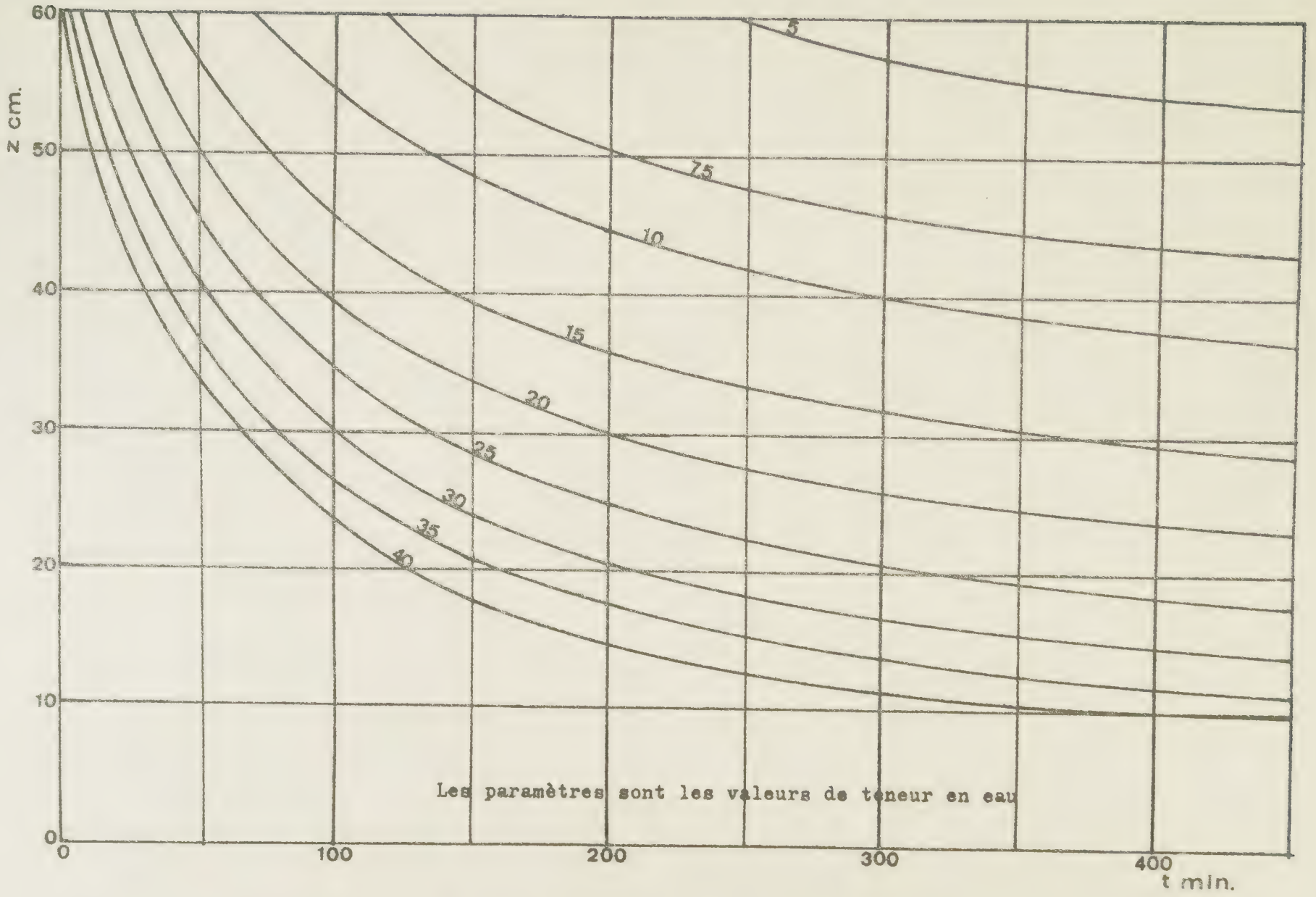


Figure (5.16) Relation Z = f (t) pour la couche supérieure

CONCLUSION GENERALE

-:-:-:-:-:-

CONCLUSION. -

La zone non saturée .comprise entre la surface de la nappe aquifère et la surface du sol est très importante. Les transferts de liquide (eau), de gaz (air), de chaleur, etc... , entre la surface du sol et la zone saturée, se font par l'intermédiaire de cette zone.

Le volume d'eau que l'on peut retirer d'une nappe aquifère est limité par la courbe d'équilibre (courbe de succion).

L'étude de cette zone exige l'étude du phénomène d'hystérésis qui se produit dans les courbes de succion. De plus, dans la nature, l'évapotranspiration s'ajoute à tous ces phénomènes (pour les nappes aquifères superficielles).

Les imbrications sont telles entre la zone saturée et la zone non saturée que l'on ne peut les dissocier si l'on veut faire une étude complète de la zone saturée.

Depuis une dizaine d'années de nombreux travaux ont été faits pour étudier ces phénomènes compliqués. Notre travail qui s'intègre dans l'ensemble de ces recherches, avait pour but, en partant de l'évolution de la teneur en eau en tout point d'une colonne de sable, en fonction du temps, de trouver des relations empiriques simples entre les valeurs de la teneur en eau θ , de la hauteur Z et du temps t. Nous sommes partis de deux idées, l'une physique , l'autre mathématique.

a) Mathématiquement, s'il existe réellement une ou plusieurs relations entre θ (teneur en eau), H (potentiel capillaire), Z (hauteur) et t (temps), il doit être possible d'éliminer l'un de ces paramètres en utilisant les différentielles totales de ces relations, qui doivent fournir avec

les relations de base un système compatible. Nous avons alors entrepris l'étude sur l'hypothèse la plus simple en cherchant à éliminer H.

b) Physiquement, le moteur de l'évolution d'humidité, à notre sens, doit tenir compte, s'il ne dépend pas que de cette grandeur, de la différence entre le gradient instantané d'humidité et le gradient d'humidité à l'équilibre.

Pour cela à partir des profils hydriques et des courbes d'évolution de la teneur en eau, nous avons étudié une petite portion de colonne (comprise entre $Z_1 = 30$ cm et $Z_2 = 35$ cm.) Nous avons calculé pour cette tranche de la colonne, les valeurs de $\partial\theta/\partial t$ et de $\partial\theta/\partial Z$ en fonction du temps. En portant sur un graphique, ces valeurs nous avons constaté qu'il existe une relation linéaire entre ces différents termes. Afin de généraliser cette hypothèse, nous avons fait à l'aide d'un ordinateur, le même calcul pour tous les points de la colonne. Nous constatons que cette relation linéaire existe pour tous les points limites pour lesquels notre hypothèse est la plus sensible aux erreurs de mesure.

Après avoir montré la validité de cette hypothèse, nous avons établi, en partant de l'équation générale de diffusion pour les écoulements verticaux, une relation entre le gradient du potentiel capillaire et la pente de la courbe représentant cette relation linéaire. Cette formule telle que nous l'avons définie est assez compliquée et son utilisation pratique est pour l'instant difficile. Mais, le fait que cette relation existe est en lui-même intéressant.

La deuxième partie de nos travaux portait sur une colonne contenant deux couches superposées. Nous avons montré qu'il existe une discontinuité entre les courbes d'humidité à l'équilibre de ces deux couches, c'est-à-dire que, malgré le transfert de liquide d'une couche à l'autre, il existe à la base de la couche supérieure, une zone qui reste saturée et dont la hauteur est fonction du diamètre des grains. Ce

phénomène est très important pour le calcul du coefficient d'emmagasinement des nappes aquifères à hétérogénéité verticale. Jusqu'à présent on considérait ce coefficient d'emmagasinement comme une constante sur une même verticale. On voit donc que cette hypothèse doit être révisée.

De même, on calculait le volume d'eau que l'on peut tirer d'un certain volume de nappe, en considérant que pour un rabattement Δ tout le volume de hauteur Δ était complètement désaturé. Nous avons montré que cela n'est pas exact et que le volume d'eau ainsi calculé est supérieur à celui que l'on obtiendra en réalité.

Malgré l'importance des travaux déjà réalisés dans le domaine des écoulements en milieu non saturé, il reste de nombreux problèmes à résoudre. Nous espérons que nos travaux pourront servir à d'autres études, contribuant ainsi à une meilleure connaissance de ce problème très complexe. C'était là notre seule ambition.

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-

A N N E X E S

-:-:-:-:-:-:-

PROGRAMME

-:-:-:-

FORTRAN IV MODEL 44 PS VERSION 2, LEVEL 1 DATE 69164

```
0001            DIMENSION H (19,100), DHZ (19,100), DTH (19,100)
0002            LOGICAL  1 BL, ETOILE, A (120,60), XE, ET
0003            IN = 5
0004            IO = 6
0005            DO 1002  J = 1, 100
0006      1002  READ (IN, 1001) (H (I,J), I = 1, 19
0007      1001  FORMAT (16F5.2)
0008            READ (IN, 1004)BL, ETOILE, XE
0009      1004  FORMAT (3A1)
0010            DO 54 L =1,2
0011            GO TO (51,52), L
0012        51  I1 = 1
0013            12 = 10
0014            GO TO 53
0015        52  I1 = I1
0016            12 = 19
0017        53  WRITE (10,300)
0018       300  FORMAT (1H1, 56X,'TABLEAU  H'///)
0019            WRITE (10,102) (I, I = I1,12)
0020       102  FORMAT (1HO, 8X,'I = ', 10110//)
0021            DO 54 J = 1,100
0022        54  WRITE (10,103) J, (H(I,J),I = I1,12
0023       103  FORMAT (1H ,'J = ', 13, 7X, 10F10.2)
0024            ZD = 10.
0025            TD = 1./120.
0026            DO 1 I = 2,18
0027            DO 1 J = 1,100
0028         1  DHZ (I,J) = ZD   (H(I + 1,J)-H(I-1,J))
0029            DO 154 L + 1,2
0030            GOTO (151, 152), L
0031       151  I1 = 2
0032            12 = 10
0033            GOTO 153
0034       152  I1 = 11
0035            12 = 19
0036       153  WRITE (10,301)
0037       301  FORMAT (1H1,56X,'TABLEAU DHZ'///)
0038            WRITE (10,1102) (I,I = I1,12)
0039      1102  FORMAT (1HO,9X,'I = ', 9112)
0040            DO 154 J = 1,100
0041       154  WRITE (10,1103) J, (DHZ (I,J), I = I1,12)
```

```
0042      1103    FORMAT (1H ,'J=',13,4X,9E12.3)
0043              DO 2 I = 1,19
0044              DO 2 J = 2,99
0045         2    DHT (I,J) = TD   (H(I, J + 1) - H (I,J-1)
0046              DO 254 L = 1,2
0047              GOTO (251,252), L
0048       251    I1 = 2
0049              12 = 10
0050              GOTO 253
0051       252    I1 = 11
0052              12 = 19
0053       253    WRITE (10,302)
0054       302    FORMAT (1H1,56 X,'TABLEAU DHT'///)
0055              WRITE (10, 1102) (I, I = I1,12)
0056              DO 254 J = 1,100
0057       524    WRITE (10,1103) J,(DHT (I,J), I = 11,12)
0058              I = 2
0059        19    DO 14 M = 1,120
0060              DO 14 L = 1,60
0061        14    A (M,L) = BL
0062        20    AMADHZ = DHZ (I,1)
0063              AMADHT = DHT (1,1)
0064              AMIDHZ = DHZ (i,1)
0065              AMIDHT = DHT (I,1)
0066              DO 15 J = 1,100
0067              AMADHZ = AMAX1 (AMADHZ, DHZ (I,J) )
0068              AMADHT = AMAX1 (AMADHT, DHT (I,J) )
0069              AMIDHZ = AMINI (AMIDHZ, DHZ (I,J) )
0070              AMIDHT = AMINI (AMIDHT, DHT (I,J) )
0071        15    CONTINUE
0072              IF (MOD (1,2) ) 16, 18, 16
0073        18    MAB = 59
0074              MAC : 61
0075              ET = XE
0076              GO TO 22
0077        16    MAB = 59
0078              MAC = 1
0079              ET = ETOILE
0080        22    DELDHZ = AMADHZ - AMIDHZ
0081              DELDHT = AMADHT - AMIDHT
0082              DO 17 J = 1,100
0083              DEIDHZ = DHZ (I,J) - AMIDHZ
0084              DEIDHT = DHT (I,J) - AMIDHT
0085              L = MAB   (DEIDHZ/DELDHZ) + MAC
0086              K = 59    (DEIDHT/DELDHT) + 1
0087              A (L,K) = ET
0088        17    CONTINUE
0089              IF (MOD (1,2) ) 24,23,24
0090        24    WRITE (10,26)I,J
0091        26    FORMAT ('1COURBES DHZ = F (DHT) I + ' 13, 'J ='13)
0092              WRITE (10,400) ((A(L,K),L = 1,120), k = 1,60)
0093       400    FORMAT (' '120A1)
0094              IF (I.GE.20)GO TO 25
0095        23    I = I + 1
0096              IF (MOD (1,2) ) 20,19,20
0097        25    CONTINUE
0098              STOP
0099              END
```

Valeurs de teneur en eau (la colonne de sable)

Z cm / t min	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110
1	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00
2	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	37,35	34,50	31,80	29,20
3	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	38,10	34,20	30,85	28,75	26,35	24,80
4	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	35,90	31,80	28,60	26,60	24,00	22,40	21,30
5	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	34,50	30,40	27,00	24,55	22,55	21,75	19,75	19,20
6	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	39,45	34,60	30,00	26,50	23,45	21,43	19,90	18,95	18,37	17,85
7	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	34,40	30,00	25,95	23,40	21,25	19,55	18,45	17,72	17,25	16,82
8	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	35,10	30,10	25,75	23,05	21,10	19,63	18,26	17,40	16,80	16,35	16,02
9	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	37,60	30,95	26,15	23,25	20,90	19,45	18,30	17,25	16,55	16,03	15,65	15,35
10	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	32,70	27,45	23,55	21,25	19,25	18,25	17,33	16,45	15,83	15,42	15,07	14,82
11	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	35,60	28,55	24,30	21,45	19,50	18,08	17,25	16,47	15,75	15,25	14,87	14,57	14,33
12	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	30,75	25,75	24,13	19,77	18,25	17,15	16,46	15,75	15,20	14,76	14,42	14,13	13,92
13	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	35,10	27,75	23,55	20,45	18,54	17,25	16,37	15,70	15,20	14,75	14,34	14,00	13,75	13,55
14	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	31,25	25,05	21,60	19,14	17,50	16,43	15,74	15,20	14,74	14,34	13,95	13,66	13,43	13,24
15	40,00	40,00	40,00	40,00	38,50	28,33	23,25	20,00	17,95	16,55	15,73	15,17	14,74	14,31	13,95	13,62	13,36	13,13	12,93
16	40,00	40,00	40,00	40,00	33,45	25,65	21,64	18,64	17,00	15,93	15,15	14,70	14,29	13,93	13,60	13,32	13,07	12,84	12,65
17	40,00	40,00	40,00	40,00	29,80	23,46	20,13	17,53	16,23	15,30	14,67	14,25	13,88	13,57	13,29	13,02	12,80	12,57	12,38
18	40,00	40,00	40,00	38,30	26,90	21,67	18,75	16,69	15,54	14,75	14,23	13,86	13,52	13,24	12,96	12,76	12,51	12,32	12,14
19	40,00	40,00	40,00	35,00	24,45	20,15	17,65	15,97	14,95	14,30	13,85	13,50	13,20	12,93	12,67	12,45	12,26	12,08	11,91
20	40,00	40,00	40,00	31,90	22,64	18,75	16,75	15,37	14,47	13,92	13,53	13,23	12,93	12,67	12,42	12,20	12,02	11,85	11,69

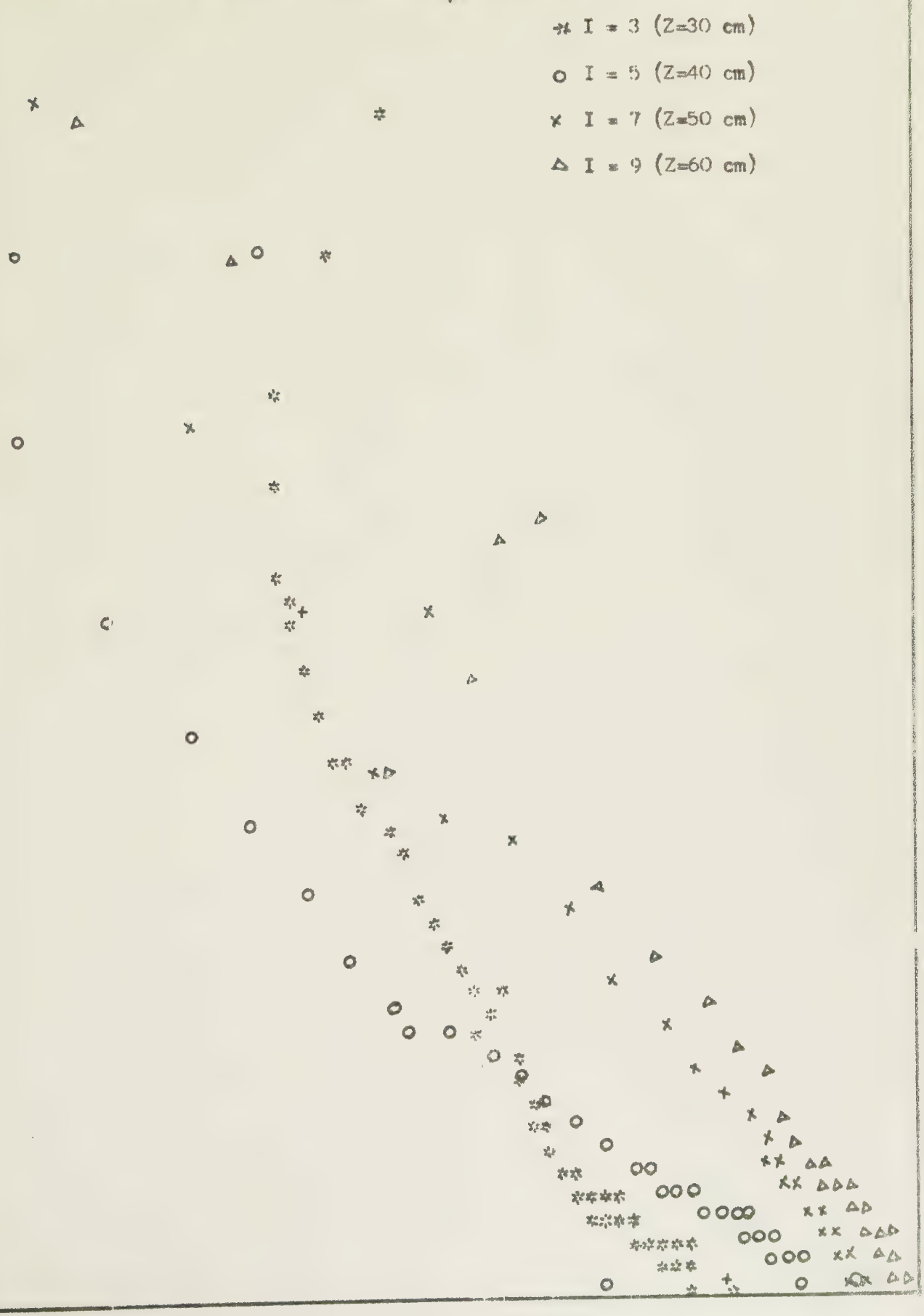
Z cm / t min	20	25	30	40	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110
21	40,00	40,00	40,00	29,50	21,05	17,64	15,95	14,85	14,10	13,64	13,24	12,94	12,65	12,40	12,16	11,92	11,81	11,64	11,50
22	40,00	40,00	37,85	27,60	19,80	16,73	15,34	14,42	13,75	13,34	12,96	12,64	12,38	12,15	11,93	11,78	11,62	11,45	11,32
23	40,00	40,00	35,80	25,90	18,67	15,94	14,79	14,05	13,44	13,05	12,69	12,37	12,13	11,92	11,73	11,58	11,42	11,28	11,16
24	40,00	40,00	33,90	24,36	17,77	15,33	14,35	13,70	13,15	12,76	12,43	12,14	11,90	11,70	11,54	11,38	11,23	11,11	11,00
25	40,00	40,00	32,20	22,97	16,96	14,85	13,94	13,36	12,28	12,48	12,17	11,90	11,69	11,50	11,35	11,20	11,06	10,94	10,86
26	40,00	40,00	30,75	21,70	16,22	14,43	13,57	13,04	12,63	12,25	11,96	11,70	11,49	11,31	11,16	11,02	10,90	10,81	10,73
27	40,00	38,95	29,45	20,58	15,56	14,04	13,24	12,74	12,37	12,02	11,76	11,50	11,34	11,16	11,02	10,90	10,78	10,68	10,60
28	40,00	37,85	28,26	19,60	14,97	13,68	12,93	12,47	12,13	11,82	11,55	11,32	11,15	10,99	10,87	10,75	10,64	10,55	10,47
29	40,00	36,75	27,25	18,72	14,48	13,34	12,63	12,22	11,87	11,62	11,37	11,16	10,99	10,84	10,72	10,60	10,52	10,43	10,35
30	40,00	35,75	26,19	17,97	14,05	13,04	12,41	12,01	11,68	11,43	11,20	11,00	10,83	10,69	10,58	10,48	10,39	10,31	10,23
31	40,00	34,82	25,20	17,25	13,69	12,75	12,18	11,80	11,47	11,24	11,03	10,84	10,69	10,56	10,45	10,35	10,26	10,18	10,12
32	40,00	33,95	24,28	16,62	13,36	12,48	11,96	11,57	11,28	11,06	10,87	10,70	10,56	10,43	10,32	10,23	10,15	10,08	10,01
33	40,00	33,13	23,45	16,03	13,07	12,21	11,76	11,40	11,11	10,91	10,70	10,54	10,41	10,30	10,20	10,12	10,04	9,97	9,91
34	40,00	32,30	22,65	15,50	12,80	11,99	11,56	11,23	10,95	10,75	10,57	10,43	10,30	10,18	10,09	10,01	9,94	9,88	9,83
35	40,00	31,55	21,84	15,04	12,55	11,76	11,37	11,03	10,80	10,60	10,44	10,30	10,19	10,08	9,99	9,92	9,86	9,81	9,76
36	40,00	30,85	21,06	14,63	12,33	11,56	11,18	10,85	10,65	10,46	10,32	10,19	10,09	10,00	9,91	9,84	9,79	9,74	9,69
37	40,00	30,15	20,35	14,30	12,10	11,37	10,99	10,69	10,51	10,37	10,22	10,09	10,00	9,91	9,83	9,77	9,72	9,67	9,62
38	40,00	29,50	19,66	14,00	11,90	11,21	10,82	10,56	10,38	10,25	10,12	10,00	9,91	9,83	9,76	9,70	9,65	9,59	9,55
39	40,00	28,87	19,04	13,72	11,70	11,04	10,68	10,42	10,25	10,11	9,99	9,91	9,82	9,76	9,69	9,61	9,57	9,52	9,48
40	40,00	28,30	18,47	13,47	11,52	10,88	10,54	10,28	10,12	10,00	9,88	9,80	9,73	9,67	9,60	9,52	9,49	9,44	9,40
41	40,00	27,74	17,93	13,22	11,35	10,74	10,40	10,15	10,00	9,89	9,78	9,70	9,63	9,58	9,51	9,44	9,41	9,36	9,33
42	40,00	27,20	17,45	13,00	11,19	10,60	10,28	10,02	9,88	9,77	9,70	9,60	9,54	9,49	9,42	9,36	9,33	9,28	9,26
43	40,00	26,70	16,98	12,78	11,02	10,47	10,16	9,94	9,79	9,66	9,58	9,51	9,45	9,40	9,34	9,28	9,25	9,21	9,19
44	40,00	26,40	16,55	12,58	10,87	10,34	10,05	9,86	9,71	9,57	9,49	9,42	9,36	9,32	9,26	9,21	9,18	9,14	9,12
45	40,00	25,80	16,23	12,40	10,72	10,21	9,94	9,77	9,64	9,50	9,40	9,34	9,28	9,24	9,19	9,14	9,11	9,07	9,05

t min \ Z cm	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110
46	40,00	25,38	15,74	12,22	10,58	10,09	9,83	9,69	9,56	9,43	9,32	9,27	9,21	9,16	9,12	9,07	9,04	9,01	8,99
47	40,00	25,00	15,37	12,05	10,45	9,97	9,72	9,60	9,47	9,37	9,25	9,20	9,14	9,09	9,04	9,00	8,97	8,94	8,93
48	40,00	24,67	15,04	11,90	10,32	9,86	9,63	9,51	9,38	9,30	9,18	9,14	9,07	9,02	8,97	8,94	8,90	8,88	8,87
49	40,00	24,36	14,75	11,72	10,18	9,75	9,52	9,42	9,31	9,23	9,12	9,07	9,00	8,95	8,90	8,88	8,84	8,82	8,80
50	40,00	24,12	14,50	11,59	10,04	9,65	9,42	9,32	9,20	9,14	9,06	9,00	8,93	8,88	8,84	8,82	8,78	8,76	8,73
51	40,00	23,88	14,26	11,44	9,90	9,55	9,34	9,23	9,14	9,06	9,00	8,93	8,86	8,82	8,78	8,76	8,72	8,59	8,67
52	40,00	23,65	14,05	11,30	9,78	9,45	9,27	9,14	9,05	8,99	8,94	8,86	8,80	8,76	8,72	8,70	8,66	8,63	8,60
53	40,00	23,45	13,25	11,16	9,67	9,35	9,18	9,05	8,96	8,92	8,88	8,80	8,74	8,70	8,66	8,63	8,60	8,56	8,54
54	40,00	23,23	13,66	11,02	9,57	9,26	9,08	8,97	8,88	8,85	8,82	8,73	8,68	8,64	8,60	8,56	8,53	8,49	8,48
55	40,00	23,03	13,49	10,91	9,48	9,17	8,98	8,89	8,81	8,78	8,75	8,66	8,62	8,58	8,54	8,49	8,46	8,43	8,42
56	40,00	22,82	13,32	10,80	9,39	9,07	8,90	8,80	8,73	8,70	8,67	8,60	8,56	8,52	8,48	8,42	8,40	8,37	8,36
57	40,00	22,62	13,17	10,70	9,30	8,98	8,83	8,72	8,64	8,61	8,58	8,54	8,50	8,46	8,42	8,36	8,34	8,31	8,30
58	40,00	22,43	13,03	10,60	9,21	8,90	8,75	8,66	8,58	8,55	8,52	8,48	8,44	8,40	8,36	8,30	8,28	8,26	8,25
59	40,00	22,23	12,88	10,50	9,12	8,82	8,68	8,60	8,52	8,48	8,46	8,42	8,36	8,34	8,30	8,24	8,22	8,19	8,20
60	40,00	22,03	12,76	10,41	9,03	8,74	8,62	8,54	8,47	8,43	8,40	8,36	8,30	8,28	8,23	8,19	8,17	8,16	8,15
61	40,00	21,84	12,63	10,32	8,94	8,67	8,56	8,47	8,32	8,37	8,34	8,30	8,24	8,22	8,17	8,14	8,12	8,11	8,10
62	40,00	21,65	12,50	10,23	8,87	8,60	8,49	8,43	8,36	8,31	8,29	8,24	8,18	8,16	8,11	8,09	8,07	8,06	8,05
63	40,00	21,47	12,38	10,15	8,79	8,54	8,43	8,37	8,31	8,27	8,24	8,18	8,13	8,10	8,06	8,04	8,02	8,01	8,00
64	40,00	21,30	12,27	10,07	8,72	8,48	8,37	8,31	8,26	8,23	8,18	8,12	8,08	8,05	8,02	8,00	7,98	7,97	7,96
65	40,00	21,13	12,17	9,99	8,66	8,43	8,31	8,25	8,20	8,17	8,12	8,07	8,04	8,01	7,98	7,96	7,94	7,93	7,92
66	40,00	20,97	12,08	9,91	8,60	8,38	8,26	8,20	8,15	8,11	8,07	8,02	8,00	7,98	7,95	7,93	7,91	7,89	7,88
67	40,00	20,82	11,97	9,84	8,55	8,33	8,22	8,16	8,11	8,06	8,02	7,98	7,96	7,94	7,92	7,89	7,86	7,84	7,83
68	40,00	20,67	11,87	9,77	8,50	8,28	8,18	8,12	8,07	8,01	7,98	7,95	7,92	7,90	7,88	7,85	7,82	7,80	7,79
69	40,00	20,52	10,75	9,70	8,40	8,24	8,14	8,08	8,03	7,97	7,94	7,91	7,88	7,86	7,84	7,80	7,78	7,76	7,75
70	40,00	20,37	11,65	9,63	8,50	8,20	8,10	8,04	7,99	7,93	7,90	7,87	7,84	7,82	7,80	7,76	7,74	7,72	7,71

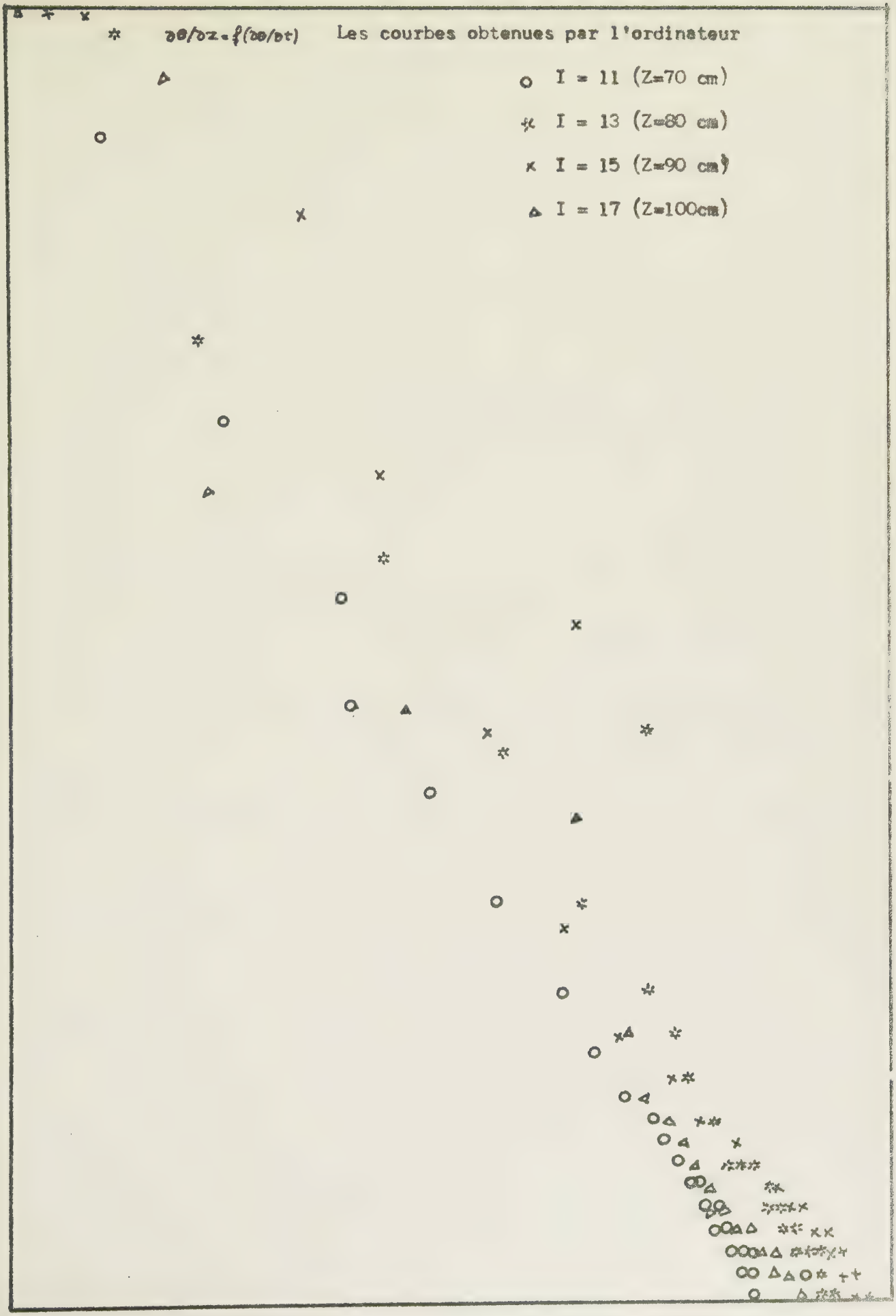
Z cm / t min	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110
71	40,00	20,23	11,55	9,57	8,36	8,16	8,06	8,00	7,95	7,89	7,86	7,83	7,80	7,78	7,75	7,72	7,70	7,68	7,67
72	40,00	20,10	11,46	9,50	8,31	8,13	8,03	7,97	7,91	7,85	7,82	7,79	7,75	7,74	7,70	7,68	7,66	7,65	7,64
73	40,00	19,97	11,37	9,44	8,27	8,09	8,00	7,94	7,88	7,83	7,79	7,76	7,72	7,70	7,67	7,66	7,64	7,62	7,62
74	40,00	19,84	11,30	9,39	8,23	8,06	7,97	7,91	7,86	7,21	7,76	7,73	7,70	7,67	7,66	7,64	7,62	7,60	7,60
75	40,00	19,72	11,23	9,34	8,18	8,03	7,94	7,88	7,83	7,79	7,74	7,70	7,68	7,65	7,63	7,62	7,60	7,58	7,58
76	40,00	19,62	11,17	9,29	8,14	8,00	7,91	7,85	7,80	7,77	7,72	7,68	7,66	7,62	7,60	7,59	7,57	7,55	7,55
77	40,00	19,50	11,11	9,26	8,10	7,97	7,88	7,82	7,77	7,75	7,70	7,66	7,63	7,60	7,58	7,57	7,55	7,54	7,54
78	40,00	19,40	11,04	9,22	8,06	7,93	7,86	7,79	7,74	7,72	7,67	7,63	7,60	7,58	7,56	7,54	7,52	7,51	7,51
79	40,00	19,30	10,99	9,19	8,02	7,90	7,82	7,76	7,71	7,69	7,64	7,60	7,57	7,55	7,54	7,52	7,50	7,48	7,28
80	40,00	19,21	10,94	9,16	7,98	7,87	7,79	7,73	7,68	7,66	7,61	7,57	7,55	7,53	7,52	7,49	7,47	7,46	7,46
81	40,00	19,12	10,89	9,13	7,94	7,84	7,76	7,70	7,66	7,63	7,58	7,54	7,52	7,51	7,50	7,47	7,45	7,44	7,44
82	40,00	19,03	10,84	9,10	7,90	7,81	7,73	7,67	7,64	7,60	7,56	7,52	7,50	7,49	7,48	7,46	7,44	7,42	7,42
83	40,00	18,95	10,80	8,07	7,87	7,78	7,70	7,65	7,61	7,58	7,54	7,50	7,48	7,47	7,46	7,44	7,42	7,40	7,40
84	40,00	18,83	10,75	9,03	7,84	7,75	7,67	7,63	7,58	7,55	7,51	7,48	7,46	7,45	7,43	7,41	7,40	7,38	7,38
85	40,00	18,75	10,70	9,00	7,81	7,72	7,64	7,60	7,56	7,52	7,49	7,46	7,44	7,42	7,40	7,39	7,37	7,36	7,36
86	40,00	18,67	10,67	8,97	7,79	7,70	7,61	7,58	7,54	7,50	7,47	7,44	7,42	7,40	7,38	7,38	7,35	7,34	7,34
87	40,00	18,60	10,63	8,94	7,78	7,68	7,59	7,56	7,51	7,48	7,45	7,42	7,40	7,38	7,36	7,35	7,34	7,32	7,32
88	40,00	18,52	10,60	8,91	7,76	7,66	7,57	7,53	7,48	7,46	7,43	7,40	7,38	7,36	7,34	7,33	7,31	7,30	7,30
89	40,00	18,44	10,57	8,88	7,74	7,64	7,55	7,50	7,45	7,43	7,41	7,38	7,36	7,34	7,32	7,31	7,29	7,28	7,28
90	40,00	18,36	10,55	8,84	7,72	7,62	7,54	7,47	7,43	7,41	7,38	7,38	7,34	7,32	7,30	7,29	7,27	7,26	7,26

Z cm / t min	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110
91	40,00	18,28	10,52	8,81	7,71	7,60	7,52	7,45	7,41	7,40	7,36	7,34	7,32	7,30	7,28	7,27	7,25	7,25	7,25
92	40,00	18,20	10,49	8,78	7,70	7,58	7,50	7,43	7,39	7,38	7,34	7,32	7,30	7,28	7,26	7,25	7,24	7,24	7,24
93	40,00	18,12	10,45	8,75	7,69	7,56	7,48	7,42	7,37	7,36	7,33	7,31	7,28	7,26	7,24	7,23	7,23	7,23	7,23
94	40,00	18,04	10,41	8,71	7,67	7,54	7,46	7,41	7,36	7,34	7,32	7,30	7,26	7,24	7,22	7,21	7,21	7,21	7,21
95	40,00	17,97	10,38	8,68	7,65	7,52	7,44	7,40	7,35	7,33	7,31	7,28	7,25	7,23	7,21	7,20	7,20	7,20	7,20
96	40,00	17,90	10,34	8,65	7,63	7,51	7,43	7,39	7,34	7,31	7,29	7,27	7,24	7,22	7,22	7,20	7,19	7,19	7,19
97	40,00	17,83	10,30	8,62	7,61	7,50	7,42	7,37	7,33	7,29	7,28	7,25	7,23	7,21	7,19	7,18	7,18	7,18	7,18
98	40,00	17,77	10,26	8,59	7,58	7,49	7,41	7,36	7,32	7,28	7,26	7,24	7,22	7,20	7,18	7,17	7,17	7,17	7,17
99	40,00	12,71	10,22	8,55	7,58	7,48	7,40	7,35	7,31	7,26	7,25	7,23	7,21	7,19	7,17	7,16	7,16	7,16	7,16
100	40,00	17,65	10,19	8,52	7,57	7,47	7,39	7,34	7,30	7,25	7,24	7,22	7,20	7,18	7,16	7,15	7,15	7,15	7,15

$\partial\theta/\partial z = f(\partial\theta/\partial t)$ Les courbe obtenues par l'ordinateur



$\partial\theta/\partial z = f(\partial\theta/\partial t)$ Les courbes obtenues par l'ordinateur



BIBLIOGRAPHIE

-:-:-

ARAVAIN (V.I.) et NUMEROV (S.N.). - 1965. - Theory of fluid flow in undeformable porous media. -
Israel program for scientific Translations - Jerusalem. -

BRACHMAT (Y.) et BEAR (J.). - 1964. - The general equations of Hydrodynamic dispersion in homogeneous, isotropic, porous mediums.
Journ. of Geophys. Research Vol. 69, N°12, p. 2561-2568. -

BORELLI (M.) et VACHAUD (G.). - 1966. - Note sur la détermination de la teneur en eau résiduelle et sur la variation de la perméabilité relative dans les sols non saturés. -
C.R.Acad. Sc. Paris t.263, p. 698-701. -

BORELLI (M.) et VACHAUD (G.). - 1965. - De l'effet de la gravité sur la valeur du coefficient de diffusivité dans les problèmes d'infiltration de l'eau en milieu non saturé. -
C.R.Acad.Sc. Paris, t. 261, p. 2286-2289. -

BUREJEV (L.N.) et BUREJEVA (Z.M.). - 1966. - Some numerical methods for solving problems connected with nonsteady filtration in nonhomogeneous anisotropic soils. -
Symposium on water in the unsatured zone - Wageningen (19-25 juin). -

CHAHAL (R.S.). - 1952. - Effect of temperature and trapped air on the energy status of water in porous media. -
Soil. sci. 98, p. 107-112. -

CHILDS (E.C.). - 1964. - The ultimate moisture profile during infiltration in a uniforme soil. -
Soil. Sci. 94, p. 173-187 . -

CHILDS (E.C.). - 1967. - Advance in hydroscience . -
Volume 4, p. 73-117 - Academic press - New York and London . -

COUCHOT (A.). - 1967. - Etude de la désaturation d'un milieu poreux à l'aide d'un rayonnement gamma. -
Thèse présenté à la Faculté des Sciences de l'Université de Bordeaux. -

COURAU (M.). - 1966. - Modalités de l'infiltration de l'eau dans des milieux de granulométries variées et de porosité constante. -
C.R.Acad.Sc.Paris t.263, p. 641-644. -

DAVIDSON (J.M.) et NIELSEN (D.R.). - 1963. - Gamma radiation attenuation for measuring bulk density and tranient water flow in porous media. -
Journ. of Geophys. Research. Vol. 68, p. 4777-4783. -

DAVIDSON (J.M.), NIELSEN (D.R.), BIGGAR (J.W.) et CASSEL (D.K.). - 1966 Soil water diffusivity and water content distribution during out flow experiments. -
Symposium on water in the unsaturated zone, Wageningen (19-25 juin). -

DUIVENSTION (A.J.) et VENDERLOO (L.A.J.). - 1965. - Spectrométrie gamma en pratique. -
Bibliothèque technique Philips. -

ELRICK (D.E.). -1963. - Unsaturated plow properties of soils. Australian. -
J. of Soil. Research V 1 N°1, p. 1-8. -

FEODOROFF (A.). - 1964. - Remarque sur le mécanisme de l'infiltration de l'eau non saturante dans un sol initialement sec. -
C.R.Acad. Sc. Parist. 259, p. 4320-4322. -

FEODOROFF (A.). - 1965. - Etude expérimentale de l'infiltration de l'eau non saturante. -
Thèse doc. Ing. Institut National de la Recherche Agronomique. -

FERGUSON (H.) et GARDNER (W.H.). - 1963. - Diffusion Theory applied to water flow data obtained using gamma ray absorption soil.
Soil Sci. Society of Am.Proc.p. 243-246. -

FUKUDA (H.). - 1955. - Air and vapor mouvement in soil due to wind gustiness. -
Soil. Sci. 79 p. 249-256. -

GLASSTONE (S.). - 1958. - Source book on atomic energy. -
D. Van. Nostrand Compagny, inc Second Edition. -

GREEN (R.E.), HANKS (R.J.) and LARSON (W.E.). - 1964. - Estimates of field infiltration by numerical solution of the moisture flow equation. -
Soil. Sci. Society of Am. Proc. p. 15-19. -

HALL (W.A.). - 1956. - Permeability and infiltration relation ships in one dimensional infiltration in a uniform soil.
Trans. Am. Geophys. Union V 37 N°5 p. 602-604. -

HALL (W.A.). - 1958. - Discussion of permeability and relationships in one dimensional infiltration in a uniform soil. -
Trans. Am. Geophys. Union Vol. 39 N°1, p. 123-124

HANKS (R.J.) et BOWERS (S.A.). - 1963. - Influence of variation in the diffusivity water content relation on infiltration. -
Soil Sci. Society of Am. Proc. p. 263-265. -

HARR (M.E.). - 1962 Ground water and see page. -
Mc. Graw. Hill. Book. Compagny. -

HOUPEURT (A.). - 1959. - Sur l'écoulement des gaz dans les milieux poreux.
Extrait de la revue de l'Institut Français du pétrole
Société des Editions Techniq. -

JANSE (A.R.P.). - 1968. - Le potentiel de l'eau dans les sols. -
Compte rendu de la réunion de Paris. S.P.E.P.E.
p. 2.1 - 2.3. -

KARL (R.), STOCKINGER (E.), PERRIER (R.) et FLEMING (W.D.). - 1965. - Experimental relations of water movement in unsatured soils. -
Soil. Sci. 100 p. 124-129. -

KING (L.G.). - 1965. - Description of soil characteristics partially satured flow. -
Soil. Sci. Society Am. Proc. p. 359-362. -

KIRKHAM (D.) et FENG (C.L.). - 1949. - Some tests of the theory, and laws of capillary flow and in soils. -
Soil. Sci. Vol. 67 N°1 p. 29-40. -

LIAKOPOULOS (A.C.). - 1965. - Theorical solution of the unsteady unsatured flow problems in soils. -
Bulletin of the A.I.H.S. N°1 p. 5-39. -

LIAKOPOULOS (A.C.). - 1965. - Retention and distribution of moisture in soils after infiltration has ceased. -
Bulletin of the A.I.H.S. N°2 p. 58-69. -

LIAKOUPOULOS (A.C.). - 1964. - Theoretical aspects of the flow of fluids in anisotropic unsaturated porous media. -
Bulletin of the A.I.H.S. N°1 p. 62-70. -

LIAKOPOULOS (A.C.). - 1966. - Theoretical appreach to the solution of the infiltration problem. -
Bulletin of the I.A.H.S. p. 69-110. -

LUTHIN (J.N.). - 1957. - Drainage of agricultural lands. -
American society of Agronomy Publisher. -

MATTA (G.). - 1956. - Technique de réalisation de modèles en sable pour l'étude des infiltrations. -
C.R.Acad.Sc. Paris p. 1830-1832. -

MILLER (D.E.) et GARDNER (W.H.). - 1962. - Water infiltration into stratifield soil.
Soil. Sci. Society Am. Proc. p. 115-119. -

MUSKAT (M.). - 1946. - The flow of Homogeneous fluids through porous media.
J.W.Edwards, inc. Ann. Arbor, Michigan. -
Deuxième édition. -

NIELSEN (D.R.) BIGGAR (J.W.) et DAVIDSON (J.M.). - 1962. - Experimental consideration of diffusion analysis in unsaturated flow problems. -
Soil. Sci. Society of Am. Proc. p. 107-111. -

NORUM (D.I.), TUTIN (J.N.). - 1968. - The effects of Entrapped air and barometric fluctuation on the drainage of porous mediums. -
Wat. Res. Research, V 4, N°2 p. 417-424. -

PECK (A.J.). - 1964. - The diffusivity of water in a porous material. -
Australian J.Phys. V.2 N°1 p. 1-7. -

PECK (A.J.). - 1965. - Moisture profile development and air compression during water uptake by bounded porous bodies(2) Horizontal columns. -
Soil. Sci. 99 p. 327-334. -

PECK (A.J.). - 1965. - Moisture profile development and air compression during water uptake by bounded porous bodies (3) vertical columns. -
Soil. Sci. 100 p. 44-51. -

PHILIP (J.R.). -1954. - An infiltration équation with physical significance. -
Soil. Sci. Vol. 77, n°2 p. 153-157. -

PHILIP (J.R.). - 1957. - The theory of infiltration 1. - The infiltration equation and its solution.soi
Soil. Science. Vol. 83 N°5 p. 345-357. -

PHILIP (J.R.). - 1957. - The theory of infiltration 2. - The profile of infinity. -
Soil Sci. Vol. 83 - N°6 p. 435-448. -

PHILIP (J.R.). - 1957. - The theory of infiltration 3. - Moisture profiles and relation to experiment. -
Soil. Sci. Vol. 84 N°2 p. 163-178. -

PHILIP (J.R.). - 1957. - The theory of infiltration 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations. -
Soil. Sci. Vol. 84 N°3 p. 257-264. -

PHILIP (J.R.). - 1957. - The theory of infiltration 5. The influence of the initial moisture content. -
Soil. Sci. Vol. 84 N°4 p. 329-339. -

PHILIP (J.R.). - 1958. - The theory of infiltration 6. Effect of water depth over soil. -
Soil. Sci. Vol. 85 N°5 p. 278-286. -

PHILIP (J.R.). - 1958. - The theory of infiltration 7. Soil
Soil Sci. Vol. 86 N°6 p. 333-357. -

PHILIP (J.R.). - 1960. - A very general class of exact solutions in concentration dépendent diffusion . -
Nature (Great Britain) N°4708 p. 233. -

PHILIP (J.R.). - 1960. - Energy dissipation during absorption and infiltration 1. -
Soil. Sci. Vol. 89 N°3 p. 132-136. -

PHILIP (J.R.). - 1960. - Energy dissipation during absorption and infiltration 2. -
Soil. Sci. Vol. 89 N°6 p. 353-358. -

PHILIP (J.R.). - 1960. - General method of exact solution of the concentration-dependent diffusion equation. -
Australian J. of Phys. Vol. 13 N°1 p. 1-12. -

PHILIP (J.R.). - 1961. - n-diffusion. -
Australian j. of Phys. Vol. 14 N°1 p. 1-13. -

PHILIP (J.R.). - 1961. - Water movement in porous solids : some recent progress. Discussions on water and its conduction in soils. Bullerin 287. p. 32-34 - Highway Research Board Washington D.C. U.S.A. -

PHILIP (J.R.). - The physical principles of soil water movement during the irrigation cycle. International commission on irrigation and drainage. - Third Congress. R. 7 Question 8 p. 125-154. -

PHILIP (J.R.) et FARRELL (D.A.). - 1964. - General solution of the infiltration advance problem in irrigation Hydraulics. - Journ. of Geophys. Research. Vol. 69 N°4 p. 621-631. -

PHILIP (J.R.). - 1964. - Similarity hypothesis for capillary hysteresis in porous materials. Journ. of Geophys. Research. Vol. 69 N°8 p. 1553-1562. -

PHILIP (J.R.). - 1966. - The dynamics of capillary rise. - Symposium on water in the unsaturated zone, Wageningen. -

PHILIP (J.R.). - 1966. - A linearigation technique for the study of infiltration zone. - Symposium on water in the unsaturated zone, Wageningen. -

PHILIP (J.R.). - 1966. - Absorption and infiltration in two-and-three dimensional systems. - Symposium on water in the unsaturated zone. -

PHILIP (J.R.). - 1967. - Sorption and infiltration in heterogeneous media. - Australian J. of Soil. N°5 . p. 1-10. -

POLUBARINOVA-KOCHINA (P.Y.A.). - 1962. - Theory of ground water movement Traduction par J.M. ROGER DEWIEST - Princeton University press. New Jersey . -

PRILL (R.C.) JOHNSON (A.I.) and D.A. MORRIS. - 1965. - Specific yield. Laboratory experiments showing the effect of time on column drainage. - Geol. Survey Wat. Sup. Paper 1662- B -

RAWLINS (S.L.) GARDNER (W.H.). - 1963. - A test of the validity of the diffusion equation for unsaturated plow of soil water. - Soil. Sci. Society of Am. Proc. p. 507-510. -

REGINATO (R. J.) et BAVEL (C. H. M. V.). - 1964. - Soil water measurement with gamma attenuation. -
Soil. Sci.Society of Am. Proc. p. 721-724. -

REMENIERA (G.). - 1965. - L'hydrologie de l'ingénieur. -
Editeur Eyrolles - Paris deuxième édition. -

ROSE (C. W.), STERN (W. R.) et DRUMMOND (E.). - 1965. - Détermination of hydraulic conductivity as a fonction of depth and water content for soil in situ. -
Australian J. of. soil research p. 1-9. -

RUBIN (J.) et STEINHARDT (R.). - 1963. - Soil water relations during rain infiltration 1. Theory. -
Soil sci. society Am. Proc. p. 246-251. -

RUBIN (J.). - 1966. - Numerical analysis of ponded rainball infiltration. -
Symposium on water in the unsaturated soil - Wageningen. -

SCHNEBELI (G.). - 1953. - Méthode de solution pratique des problèmes d'écoulements de filtration non permanents à la surface libre.
C. R. Acad. Sci. p. 1327-1329. -

SCHNEBELI (G.). - 1953. - Nouvelles méthodes de calcul pratique des écoulements de filtration non permanents à surface libre. -
Hou. Bl. 8e année N°B p. 760-766. -

SCHNEBELI (G.). - 1966. - Hydraulique souterraine. -
Editeur Eyrolles Paris. -

SCHŒLLER (H.). - 1962. - Les eaux souterraines. -
Masson et Cie - Paris. -

SHESTAKOV (V. W.). - 1961. - Problems of filtration computations of wells. -
Symposium of Athenes Tome 1 Vol. 1 - Publication n°36 de A. I. H. S. p. 332-342. -

SINE (L.) et BENTZ (A.). - 1966. - Divergences entre valeurs expérimentales et théorie de la diffusivité capillaire. -
Symposium on water in the unsaturated zone - Wageningen. -

SINGH (R.) et FRANZINI (J. B.). - 1967. - Unsteady plow in unsaturated soils from a cylindrical source of finite radius. -
Journ. of Geophys. Research. Vol. 72 N°4 - p. 1207-1215. -

SMITH (W.O.). - 1967. - Infiltration in sand and its relation to groundwater recharge. -
Wat. Res. Research. Vol. 3 N°2 - p. 539-555. -

SMITH (W.O.), OLSEN (H.W.), BAGNOLD (R.A.) et RICE (J.C.). - 1966. - Certain flows of air and water in sands. -
Soil. Sci. 101 p. 441-449. -

SOEIRO (F.A.). - 1960. - Mécanismes de rétention et de transfert d'humidité dans les sables. Sixièmes journées de l'hydraulique. -
Nancy, tome II, p. 377-382. -

SOEIRO (F.A.). - 1964. - Contribution à l'étude du mouvement de l'humidité dans les milieux poreux isothermes. -
Editeur Eyrolles. -

STALLMAN (R.W.). - 1967. - Flow in the zone of aeration advance in hydroscience. -
Academic press New-York, London p. 151-195. -

SWARTZENDRUBER (D.). - 1963. - Non darcy behavior and the flow of water in unsaturated soil. -
Soil Sci. Society of Am. Proc. p. 491-494. -

SWARTZENDRUBER (D.). - 1963. - Unsaturated flow of soil moisture. -
Trans. Am. Geophys. union. vol. 44 number 2 - p. 573. -

SWARTZENDRUBER (D.). - 1966. - Variable separate solution of the horizontal flow equation with non constant diffusivity. -
Soil Sci. Soc. Am. Proc. 30, 7. 11. -

VACHAUD (G.). - 1967. - Sur le drainage de nappe à surface libre. Influence du temps et du rabattement sur la valeur du coefficient d'emmaganisement. -
C.R. Acad. Sci. Paris T. 265 p. 631-633. -

VACHAUD (G.). - 1967. - Etude de la valeur du coefficient d'emmagasinement l'écoulement dans la zone non saturée.
A.I.H.S. - Symposium de Haïfa p. 69-82 . -

VACHAUD (G.). - 1967. - Sur le drainage de nappe à surface libre. Analyse de drainage. -
C.R. Acad. Sc. Paris t. 265, p. 796-799. -

VACHAUD (G.). - 1967. - Sur la détermination de la conductivité capillaire et la vérification de la loi de Darcy généralisée d'après un écoulement non permanent dans un sol non saturé.
C.R. Acad. Sc. Paris t. 264 - p. 531-534. -

VACHAUD (G.). - 1968. - Etude de régime transitoire de l'écoulement de l'eau pendant le drainage des nappes à surface libre. -
Hou. Bl. Numéro 5 P. -

VACHAUD (G.). - 1968. - Contribution à l'étude des problèmes d'écoulement en milieux poreux non saturés. -
Thèse présentée à la Faculté des Sciences de L'Université de Grenoble. -

DE VRIES (D.A.). - 1958. - Simultaneous transfer of heat and moisture in porous media. -
Trans. Am. Geophys. Union. Vol. 39 N°5 p. 909-916. -

WANG (C.), HASSAN (N.A.) et FRANZINI (J.B.). - 1964. - A method of analysing unsteady, unsaturated flow in soils. -
Journ. of Geophys. Research. Vol. 69 N°12 p. 2569-2578. -

WARD (R.C.). - 1967. - Principles of Hydrology. -
Mc. Graw-hill. -

WATSON (K.K.). - 1966. - An instantaneous profile methode for determining the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials. -
Wat. Res. Research. Vol. 2. N°4 p. 709-715. -

WHISLER (F.D.) et KLUTE (A.). - 1966. - Analysis of infiltration into stratified soil columns. -
Symposium on water in the unsaturated zone - Wageningen. -

WHISLER (F.D.) et WATSON (K.K.). - 1968. - One dimensional gravity drainage of uniform columns of porous materials. -
J. of Hydrology. Vol. 6 n°3 p. 277-296. -

WHISLER (F.D.) et KLUTE (A.). - 1965. - The numerical analysis of infiltration considering hysteresis, into a vertical soil column att equilibrium under gravity. -
SoilSci. Society of Am. Proc. V. 29 N°5 p. 489-494. -

WILFRIED BRUTSAERT . - 1968. - A solution for vertical infiltration into a dry porous. -
Wat. Res. Research. CVol. 4 N°5 p. 1031-1039. -

YOUNES (E. G.). - 1957. - Moisture profiles during vertical infiltration. -
Soil. Sci. Vol. 84 p. 283-290. -

YOUNES (E. G.). - 1958. - Redistribution of moisture in porous materials after infiltration (1). -
Soil Sci. Vol. 86 p. 117-125. -

YOUNES (E. G.). - 1958. - Redistribution of moisture in porous materials after infiltration (2). -
Soil. Sci. Vol. 86 p. 202-207. -

YOUNES (E. G.) et PEECK (A. J.). - 1964. - Moisture profile development and air compression during water uptake by bounded porous bodies 1. Theoretical introduction. -
Soil. Sci. Vol. 98 N°5 p. 290-294. -

ZASLAVSKY (D.). - 1964. - Theory of unsaturated flow into a non-uniform soil profile. -
Soil. Vol. 97 p. 400-410. -

ZASLAVSKY (D.). - 1964. - Saturated and unsaturated flow equation in an unstable porous medium. -
Soil Sci. Vol. 98 N°5 p. 317-321. -

ZASLAVSKY (D.) et RAVINA (I). - 1965. - Measurement and evaluation of hydraulic conductivity through the moisture moment method. -
Soil. Sci. Vol. 100, p. 104-107. -

-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-